



Bruno Miguel Tavares Alcobia

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Armadura Específica

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente:	Prof ^a . Doutora Ildi Cismasiu
Arguente:	Prof. Doutor Rui Pedro César Marreiros
Vogal:	Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro de 2015

Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Armadura Específica

Copyright © Bruno Miguel Tavares Alcobia, FCT-UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao professor Dr. António Pinho Ramos pelo apoio prestado durante a realização desta dissertação e por todos os conhecimentos partilhados.

Ao Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL pela disponibilização dos equipamentos necessários à realização desta dissertação.

Ao André Almeida, Gonçalo Antunes, Micael Inácio e Nuno Gouveia pelo apoio prestado na realização dos trabalhos experimentais e pelos conhecimentos transmitidos.

Aos técnicos de laboratório, Jorge Silvério e José Gaspar, pela disponibilidade e pela ajuda prestada na realização dos ensaios laboratoriais.

À Sra. Maria da Luz, pela disponibilidade e pela ajuda prestada nos assuntos administrativos relacionados com a realização desta dissertação.

Aos funcionários da Concremat S.A., pela ajuda prestada na construção dos modelos.

A todos os amigos e colegas de curso que partilharam comigo esta experiência académica, pelo apoio prestado não só na realização desta dissertação mas também durante todo o curso.

À minha família, especialmente aos meus pais e à minha irmã, por todo apoio que me deram não só na realização desta dissertação, mas também ao longo de todo o meu percurso académico e de toda a minha vida.

Ao projecto HiCon (Projecto EXPL/ECM-EST/1371/2013) por garantir o financiamento necessário à realização desta tese.

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se o estudo experimental desenvolvido com o intuito de analisar o comportamento de lajes fungiformes maciças com armadura específica de punçoamento solicitadas por carregamentos horizontais cíclicos.

Foram analisados três modelos de laje fungiforme correspondentes a uma ligação laje-pilar interior. Em dois dos modelos foram instaladas armaduras de punçoamento na forma de estribos fechados e o restante modelo foi utilizado como modelo de referência, não incluindo qualquer armadura de punçoamento. Todos os modelos foram sujeitos a uma carga gravítica que corresponde a 50% da carga de rotura prevista pelo EC2 e a um carregamento horizontal cíclico com intensidade crescente até se atingir a rotura por punçoamento do modelo. A armadura específica de punçoamento utilizada é do tipo estribo fechado, com pormenorização semelhante entre modelos, sendo o parâmetro diferenciador a quantidade de armadura específica instalada.

Os resultados experimentais são analisados quanto à carga e modo de rotura, deformação dos modelos, extensões verificadas nas armaduras (longitudinal e específica) e comportamento histerético dos modelos. Os valores das cargas de rotura obtidos são comparados com os previstos pelo EC2, ACI318M-11 e MC2010. A capacidade de deformação lateral dos modelos é comparada com os requisitos impostos pelo SEI/ASCE 7-10.

PALAVRAS-CHAVE:

Punçoamento

Laje fungiforme

Betão armado

Carregamento horizontal cíclico

Armadura específica

Estribos

Análise experimental

ABSTRACT

This work presents the experimental research developed in order to analyze the behavior of reinforced concrete flat-slabs with punching shear reinforcement under combined gravity and cyclic horizontal loading.

A set of three reinforced concrete central slab-column connection specimens were tested. Two of the specimens have punching shear reinforcement in the form of closed stirrups and the remaining specimen is used as reference specimen, with no punching shear reinforcement. All specimen were subjected to a gravity load corresponding to 50% of the connection punching shear capacity provided by EC2 and a cyclic horizontal load whose intensity increases until punching failure is achieved. The quantity of punching shear reinforcement is the main variable, since its detailing is the same in all specimens.

Peak load, slab deformation and strains in both flexural and punching shear reinforcement were obtained. Failure mode and hysteretic behavior are also analyzed. Values of experimental failure loads are compared with the ones provided by EC2, ACI318M-11 and MC2010. Lateral deformation capacity is compared to the requirements imposed by SEI/ASCE 7-10.

KEYWORDS:

Punching failure

Flat slab

Reinforced concrete

Cyclic horizontal loading

Punching shear reinforcement

Stirrups

Experimental Analysis

ÍNDICE

Agradecimentos	III
Resumo.....	V
Palavras-chave:.....	V
Abstract	VII
Keywords:.....	VII
Notação	XIX
Letras minúsculas latinas	XIX
Letras maiúsculas latinas.....	XX
Lista de Símbolos Gregos	XXI
Lista de Abreviaturas.....	XXII
1 Introdução	1
1.1 Aspectos Gerais	1
1.2 Objectivos.....	2
1.3 Organização da dissertação	2
2 Estado da Arte.....	3
2.1 Introdução.....	3
2.2 Punçoamento em Lajes Fungiformes	6
2.2.1 Rotura por punçoamento.....	6
2.2.2 Fases da rotura por punçoamento	7
2.2.3 Mecanismos de resistência ao punçoamento.....	9
2.2.4 Modos de rotura por punçoamento	10
2.2.5 Factores que influenciam a resistência ao punçoamento.....	12
2.2.6 Influência das acções horizontais cíclicas na resistência ao punçoamento	13
2.3 Armaduras Específicas de Punçoamento	17
2.3.1 Estribos.....	18
2.3.2 Shear Band	18
2.3.3 Ganchos.....	19
2.3.4 Shear Ladders	19
2.3.5 Bent-up bars	20
2.3.6 Double Headed Studs.....	20
2.3.7 Shearheads.....	21

2.3.8	Shear Bolts.....	22
2.4	Ensaaios Experimentais.....	22
2.4.1	Pan e Moehle (1992)	23
2.4.2	Robertson et al. (2002).....	26
2.4.3	Stark et al. (2004)	29
2.4.4	Bu (2008)	32
2.4.5	Vaz et al. (2009).....	35
2.4.6	Park et al. (2012)	37
2.4.7	Almeida et al. (2014)	41
2.5	Normas	44
2.5.1	Eurocódigo 2.....	44
2.5.2	ACI 318M-11.....	48
2.5.3	Model Code 2010	50
3	Programa Experimental.....	55
3.1	Introdução	55
3.2	Descrição dos modelos.....	57
3.3	Condições de fronteira e carregamento	61
3.4	Caracterização dos Materiais	66
3.4.1	Betão	67
3.4.2	Aço das armaduras longitudinais e de punçoamento.....	69
3.5	Instrumentação dos ensaios	70
3.6	Protocolo de Ensaio.....	73
4	Análise dos Resultados.....	75
4.1	Introdução.....	75
4.2	Cargas de rotura experimentais.....	75
4.3	Fendilhação, superfícies de corte e modos de rotura.....	77
4.4	Comportamento histerético.....	86
4.4.1	Diagramas Histeréticos.....	86
4.4.2	Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente.....	90
4.4.3	<i>Displacement Ductility</i>	92
4.4.4	Rigidez lateral efectiva	93
4.4.5	Índice de deformação residual (RDI)	94
4.5	Extensões na armadura longitudinal.....	95
4.5.1	Modelo C-50.....	95

4.5.2	Modelo A	98
4.5.3	Modelo B	101
4.6	Extensões na armadura de punçoamento	105
4.6.1	Modelo A	106
4.6.2	Modelo B	110
4.7	Deslocamentos verticais	113
4.7.1	Modelo C-50	114
4.7.2	Modelo A	116
4.7.3	Modelo B	119
4.8	Cargas de rotura segundo as normas.....	121
5	Conclusões	125
5.1	Introdução	125
5.2	Conclusões.....	125
5.2.1	Cargas de rotura experimentais	125
5.2.2	Superfície de corte e modo de rotura	126
5.2.3	Comportamento histerético.....	127
5.2.4	Extensões na armadura longitudinal.....	127
5.2.5	Extensões na armadura de punçoamento	127
5.2.6	Deslocamentos verticais.....	128
5.2.7	Cargas de rotura segundo as normas.....	128
5.3	Recomendações para trabalhos futuros	128
6	Bibliografia	131

Índice de Figuras

Figura 2-1 - Claude A. P. Turner	3
Figura 2-2 - Johnson Bovey Building, Minneapolis (1906)	3
Figura 2-3 - Robert Maillart	4
Figura 2-4 – Armazém Giesshübel, Zurique (1910)	4
Figura 2-5 - Sampoong Department Store após colapso	5
Figura 2-6 - Bullock's Department Store após colapso, Northridge (1994)	5
Figura 2-7 - State Highway 14 após colapso, Northridge (1994)	5
Figura 2-8 - Rotura por punçoamento, Haiti (2010)	6
Figura 2-9 - Parque de estacionamento após colapso, Christchurch (2011)	6
Figura 2-10 - Rotura por punçoamento de uma laje fungiforme	6
Figura 2-11 - Fendas associadas à rotura por punçoamento	8
Figura 2-12 - Mecanismos de resistência ao punçoamento	9
Figura 2-13 - Modos de rotura por punçoamento.	12
Figura 2-14 – Diagrama histerético de uma ação cíclica	14
Figura 2-15 - Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético	16
Figura 2-16 - Relação força/deslocamento vertical de lajes fungiformes com e sem armadura específica	17
Figura 2-17 – Estribos fechados de aço nervurado	18
Figura 2-18 - Esquema de montagem de estribos	18
Figura 2-19 - Esquema de montagem de estribos abertos	18
Figura 2-20 - Esquema de montagem de <i>shear bands</i>	19
Figura 2-21 - <i>Shear bands</i> instaladas na armadura longitudinal.....	19
Figura 2-22 - Esquema de montagem de ganchos	19
Figura 2-23 - Tipo de gancho alternativo	19
Figura 2-24 - Esquema de montagem de <i>shear ladders</i>	20
Figura 2-25 – Vista de pormenor de uma <i>shear ladder</i>	20
Figura 2-26 – Esquema de montagem de <i>bent-up bars</i>	20
Figura 2-27 - <i>Pyramid swimmer bars</i>	20
Figura 2-28 - Esquema de montagem de <i>double headed studs</i>	21
Figura 2-29 - <i>Double headed studs</i>	21
Figura 2-30 – <i>Shearheads</i> (esquerda) e <i>I-beam sections</i> (esquerda)	21
Figura 2-31 - Laje reforçada com parafusos	22
Figura 2-32 - Vista em planta do sistema de ensaio utilizado por Pan e Moehle	24
Figura 2-33 - Vista lateral do sistema de ensaio utilizado por Pan e Moehle	24
Figura 2-34 - Rotina de carregamento horizontal utilizada por Pan e Moehle	25
Figura 2-35 - Diagrama histerético do Modelo 2 (sentido Este-Oeste)	26
Figura 2-36 - Diagrama histerético do Modelo 2 (sentido Norte-Sul)	26
Figura 2-37 - Diagrama histerético do Modelo 1	26
Figura 2-38 - Sistema de ensaio utilizado por Robertson et al.	28
Figura 2-39 - Rotina de carregamento horizontal utilizada por Robertson et al.	28

Figura 2-40 - Diagramas histeréticos resultantes dos modelos 1C, 2CS, 3SL e 4HS	29
Figura 2-41 - Pormenorização dos estribos de CFRP nos modelos A4-S e B4-S	30
Figura 2-42 - Sistema de ensaio utilizado por Stark et al.	30
Figura 2-43 - Diagramas histeréticos dos modelos C-02, C-63, A4-S e B4-S	31
Figura 2-44 – Envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos ensaiados	32
Figura 2-45 - Esquema de pormenorização dos modelos ensaiados por Bu	33
Figura 2-46 - Sistema de ensaio utilizado por Bu	34
Figura 2-47- Diagramas histeréticos dos modelos ensaiados por Bu	35
Figura 2-48 - Sistema de ensaio utilizado por Vaz et al.	36
Figura 2-49 - Tipos de armadura específica de punçoamento utilizadas nos modelos	38
Figura 2-50 - Vista em planta e lateral do sistema de ensaio utilizado por Park et al.	39
Figura 2-51 - Diagramas histeréticos dos modelos da Série A	40
Figura 2-52 - Diagramas histeréticos dos modelos da Série B	41
Figura 2-53 - Protocolo de carregamento horizontal utilizada por Almeida et al.	42
Figura 2-54 - Sistema de ensaio utilizado por Almeida et al.	42
Figura 2-55 - Diagrama histerético do modelo C-30	43
Figura 2-56 - Diagrama histerético do modelo C-40	43
Figura 2-57 - Diagrama histerético do modelo C-50	43
Figura 2-58 – Traçado do perímetro de controlo u1 segundo o EC2	44
Figura 2-59 - Traçado da secção crítica segundo o ACI 318M-11	48
Figura 2-60 - Traçado do perímetro básico segundo o Model Code 2010	51
Figura 3-1 - Aspecto das armaduras longitudinais	57
Figura 3-2 - Pormenorização da armadura inferior e superior.	58
Figura 3-3 - Pormenorização da armadura de punçoamento e identificação dos ramos instrumentados	59
Figura 3-4 - Esquema de montagem dos estribos e diâmetros dos varões utilizados.....	60
Figura 3-5 - Estribos utilizados nos modelos.....	60
Figura 3-6 - Estribos instalados no modelo	60
Figura 3-7 - Betonagem dos modelos	60
Figura 3-8 – Vista geral do modelo e sistema de ensaio.....	61
Figura 3-9 - Vista geral do laboratório na FCT-UNL.....	61
Figura 3-10 - Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais	63
Figura 3-11 - Sistema de compatibilização de rotações	64
Figura 3-12 - Sistema de aplicação de carga gravítica	65
Figura 3-13 - Macaco hidráulico Enerpac RCH-206.....	65
Figura 3-14 - Unidade de controlo de pressão hidráulica	65
Figura 3-15 - Actuador responsável pela aplicação de cargas horizontais	66
Figura 3-16 - Aparelho de controlo do actuador.....	66
Figura 3-17 - Moldes utilizados na produção dos provetes	67
Figura 3-18 – Prensa utilizada no ensaio dos provetes.....	67
Figura 3-19 - Ensaio dos cubos à compressão.....	68
Figura 3-20 - Ensaio dos cilindros à compressão	68
Figura 3-21 - Ensaio de compressão diametral.....	68
Figura 3-22 – Ensaio de determinação do módulo de elasticidade do betão.....	68
Figura 3-23 - Ensaio à tracção de um varão de aço	69

Figura 3-24 - Célula de carga dos macacos hidráulicos.....	70
Figura 3-25 - Célula de carga do actuador	70
Figura 3-26 - Deflectómetro de fio.....	71
Figura 3-27 - Deflectómetro eléctrico	71
Figura 3-28 - Posicionamento dos deflectómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos	71
Figura 3-29 - Extensómetro eléctrico.....	72
Figura 3-30 - Extensómetro devidamente protegido.....	72
Figura 3-31 – Estribos instrumentados	72
Figura 3-32 - HBM Spider 8	72
Figura 3-33 - Protocolo de aplicação do carregamento horizontal cíclico.....	73
Figura 4-1 - Fendas tangenciais, radiais e de momento positivo no bordo Oeste do modelo A	78
Figura 4-2 - Fendilhação junto ao pilar do modelo A para um <i>drift</i> de 2.5%.....	79
Figura 4-3 - Aspecto da face superior do modelo A após rotura por punçoamento	79
Figura 4-4 - Aspecto da face inferior do modelo A após rotura por punçoamento.....	80
Figura 4-5 - Vista geral da rotura por punçoamento do modelo A.....	80
Figura 4-6 - Fendas tangenciais, radiais e de momento positivo no bordo Oeste do modelo B	81
Figura 4-7 - Destacamento do betão no bordo Oeste do modelo B.....	81
Figura 4-8 - Fendilhação junto ao pilar do modelo B para um <i>drift</i> de 2.5%.....	82
Figura 4-9 - Aspecto da face superior do modelo B após rotura por punçoamento	82
Figura 4-10 - Troço inferior do pilar introduzido no modelo B após rotura por punçoamento .	82
Figura 4-11 - Aspecto da face inferior do modelo B após rotura por punçoamento.....	82
Figura 4-12 - Vista geral da rotura por punçoamento do modelo B	83
Figura 4-13 - Superfície de rotura - Modelo A	84
Figura 4-14 – Superfície de rotura – modelo B	84
Figura 4-15 - Diagrama histerético do modelo C-50	86
Figura 4-16 - Diagrama histerético do modelo A	87
Figura 4-17 - Diagrama histerético do modelo B	87
Figura 4-18 - Evolução da força horizontal máxima no final de cada ciclo (direcção Sul)	88
Figura 4-19 - Envolvente dos diagramas histeréticos	90
Figura 4-20 – Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo C-50.....	91
Figura 4-21 - Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo A.....	91
Figura 4-22 - Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo B.....	91
Figura 4-23 – Rigidez lateral efectiva	93
Figura 4-24 - Índice de deformação residual	94
Figura 4-25 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo C-50	95
Figura 4-26 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo C-50	97
Figura 4-27 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo A.....	99
Figura 4-28 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo A	101
Figura 4-29 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo B.....	103
Figura 4-30 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo B	104
Figura 4-31 - Pormenorização da armadura de punçoamento e identificação dos ramos instrumentados	105
Figura 4-32 - Extensões na armadura de punçoamento - Modelo A	107
Figura 4-33 - Extensões máximas na armadura de punçoamento - Modelo A.....	109
Figura 4-34 - Extensões na armadura de punçoamento - Modelo B	111

Figura 4-35 - Extensões máximas na armadura de punçoamento - Modelo B	113
Figura 4-36 - Deslocamentos verticais na direcção S-N - Modelo C-50	115
Figura 4-37 - Deslocamentos verticais na direcção E-O - Modelo C-50	115
Figura 4-38 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo <i>drift</i> - Modelo C-50	116
Figura 4-39 - Deslocamentos verticais na direcção S-N - Modelo A	117
Figura 4-40 - Deslocamentos verticais na direcção E-O - Modelo A	117
Figura 4-41 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo drift - Modelo A	118
Figura 4-42 - Deslocamentos verticais na direcção S-N - Modelo B	119
Figura 4-43 - Deslocamentos verticais na direcção E-O - Modelo B	120
Figura 4-44 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo drift - Modelo B	121
Figura 4-45 - Comparação de valores máximos de momento flector transmitido à laje	124

Índice de Tabelas

Tabela 2-1 - Características dos modelos ensaiados por Pan e Moehle	23
Tabela 2-2- Características dos modelos ensaiados por Robertson et al.	27
Tabela 2-3 - Características dos modelos ensaiados por Stark et al. (valores médios)	29
Tabela 2-4 - Resumo dos resultados obtidos por Stark et al.	31
Tabela 2-5 - Características do betão dos modelos ensaiados por Bu.....	33
Tabela 2-6 - Características dos varões e parafusos utilizados nos modelos ensaiados por Bu. 33	
Tabela 2-7- Resumo dos resultados obtidos por Bu	34
Tabela 2-8 - Características dos modelos ensaiados por Vaz et al.....	36
Tabela 2-9 - Resumo dos resultados obtidos por Vaz et al.	37
Tabela 2-10 - Características dos modelos ensaiados por Park et al.	38
Tabela 2-11 - Resumo dos resultados obtidos por Park et al.....	40
Tabela 2-12 - Características dos modelos ensaiados por Almeida et al.	42
Tabela 2-13 - Valores de k	45
Tabela 3-1 - Categorias de risco em edifícios e estruturas de acordo com o SEI/ASCE 7-10	56
Tabela 3-2 - Máximo <i>drift</i> admissível de um piso de um edifício ou estrutura de acordo com o SEI/ASCE 7-10	56
Tabela 3-3 - Altura útil média dos modelos	57
Tabela 3-4 - Resumo das características dos modelos.....	59
Tabela 3-5 - Características do betão utilizado nos modelos	68
Tabela 3-6 - Características do aço utilizado no modelo C-50	69
Tabela 3-7 - Características do aço utilizado nos estribos do modelo B.....	69
Tabela 3-8 – Cargas gravíticas a aplicar nos modelos	73
Tabela 4-1 - Resumo dos deslocamentos e forças horizontais máximas registadas nos modelos	77
Tabela 4-2 - Inclinação média da superfície de rotura.....	83
Tabela 4-3 – Valores de δy , μ_{peak} e $\mu_{0.95}$	92
Tabela 4-4 - Comparação do momento máximo experimental com os momentos máximos segundo o EC2	122
Tabela 4-5 - Comparação do momento máximo experimental com os momentos máximos segundo o ACI318M-11	123
Tabela 4-6 - Comparação do momento máximo experimental com o momento máximo segundo o MC2010	123

NOTAÇÃO

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

b_0	Perímetro da secção crítica
$b_{1,red}$	Perímetro de controlo básico reduzido
b_s	Largura da faixa central
b_u	Diâmetro do círculo de igual área à do perímetro de controlo básico
c_1	Dimensão do pilar na direcção x
c_2	Dimensão do pilar na direcção y
d	Altura útil da laje
d_g	Máxima dimensão dos agregados do betão
d_v	Média das alturas úteis nas direcções ortogonais no plano da laje
e_u	Excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro básico de controlo
f_{bd}	Tensão de adesão da armadura específica
f_{ccm}	Tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
f_{cm}	Tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f_{ctm}	Tensão média de rotura à tracção do betão
$f_{p0.2}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
f_{su}	Tensão de rotura à tracção do aço da armadura longitudinal
f_{sy}	Tensão de cedência do aço
f_t	Tensão característica de rotura à tracção do betão (ACI)
f_{yd}	Tensão de resistência à tracção do aço de dimensionamento
f_{yk}	Tensão característica da resistência à tracção do aço
f_{yt}	Valor característico da tensão de cedência do aço de armaduras específicas (ACI)
f_{yw}	Tensão de cedência do aço de armaduras específicas
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço de armaduras específicas
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efectiva de cedência do aço de armaduras específicas
h	Espessura da laje
k	Factor de escala

k_e	Coeficiente de excentricidade
k_{sys}	Coeficiente relacionado com a eficiência da armadura específica
k_ψ	Parâmetro que depende da deformação e da rotação da laje
m_{Rd}	Momento flector resistente
m_{sd}	Momento actuante por unidade de comprimento
r_s	Distância do eixo do pilar até ao raio onde o momento flector é nulo
s	Espaçamento radial entre camadas da armadura específica (ACI)
s_r	Espaçamento radial entre camadas da armadura específica
u_0	Perímetro do pilar
u_1	Perímetro de controlo
$u_{out,ref}$	Perímetro a partir do qual não são necessárias armaduras de punçoamento
v_c	Tensão resistente ao punçoamento do betão
v_{ed}	Tensão de punçoamento actuante
v_{min}	Mínima resistência ao punçoamento
v_n	Tensão de resistência ao punçoamento (ACI)
$v_{Rd,c}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento
$v_{Rd,cs}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento com armadura específica
$v_{Rd,max}$	Resistência máxima ao punçoamento
v_s	Tensão resistente ao punçoamento do aço
v_u	Tensão de punçoamento actuante (ACI)

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A_c	Área de betão dentro da secção crítica
A_s	Área de armadura longitudinal
A_{sw}	Área de armadura específica
$A_{sw,min}$	Área mínima de armadura específica
A_v	Área de todos os ramos de armadura específica por perímetro (ACI)
E_{ACI}	Módulo de elasticidade do betão segundo o ACI
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade média do betão
E_{d1}	Energia dissipada para deslocamento positivos
E_{d2}	Energia dissipada para deslocamento negativos

E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_{s1}	Energia de deformação elástica para deslocamentos positivos
E_{s2}	Energia de deformação elástica para deslocamentos negativos
K_{eff}	Rigidez lateral efectiva
M_{exp}	Momento desequilibrado de rotura experimental
P_{peak}	Força horizontal máxima
P_u	Força horizontal de rotura experimental
V_{Ed}	Esforço transversal actuante
$V_{perp,d,max}$	Esforço transversal máximo por unidade de comprimento, ao longo do perímetro de controlo básico
V_{rc}	Valor médio do esforço resistente de punção
V_{rd}	Valor de cálculo do esforço resistente de punção
W_1	Factor relacionado com a distribuição das tensões tangenciais

LISTA DE SÍMBOLOS GREGOS

α	Ângulo que a armadura de punção faz com o plano da laje
$\alpha_{médio}$	Inclinação média da superfície de rotura com o plano da laje
α_s	Factor que tem em conta a localização do pilar em planta
β	Coeficiente relacionado com a excentricidade do carregamento. Relação entre o lado maior e menor do pilar
γ_c	Coeficiente de segurança do betão ($\gamma_c = 1.5$)
Δ	Deslocamento registado num determinado ponto
Δ_{r1}	Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos positivos
Δ_{r2}	Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos negativos
Δ_y	Deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo
λ	Factor que tem em conta o uso de betão leve ($\lambda = 1$ para betões normais)
μ_{Δ}	<i>Drift Ductility</i> para um dado deslocamento Δ
$\mu_{0.95}$	<i>Drift Ductility</i> a 95% da força horizontal máxima registada pós-pico
μ_{peak}	<i>Drift Ductility</i> quando se atinge o deslocamento horizontal máximo
ξ_{eq}	Coeficiente de amortecimento viscoso
ρ_l	Percentagem geométrica de armadura longitudinal
ρ_{ly}	Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção y

ρ_{lz}	Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção z
σ_{cp}	Média das tensões de compressão no betão devido a pré-esforço
σ_{swd}	Factor relacionado com a tensão desenvolvida nas armaduras específicas
ϕ	Factor de segurança do betão ($\phi=0.75$) (ACI). Diâmetro do varão
ψ	Rotação da laje em torno do pilar

LISTA DE ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
CEB	Comité Euro-International du Béton
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymers
EC2	Eurocódigo 2
FCT-UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa
FIB	Fédération Internationale du Béton
MC2010	Model Code 2010
SEI	Structural Engineering Institute

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

A laje fungiforme é um tipo de estrutura de pavimento em betão armado que se distingue por estar directamente apoiada em pilares. Esta característica traduz-se em vários benefícios económicos e estéticos, tais como uma maior versatilidade arquitectónica quanto à organização de espaços, cofragens mais simples e económicas (devido à ausência de vigas), maior facilidade na instalação de tubagens no tecto dos pisos e maior pé-direito disponível.

Devido a estarem directamente apoiadas sobre pilares, as lajes fungiformes apresentam normalmente uma grande concentração de tensões nos pontos de apoio. Isto faz com que existam esforços de corte significativos nestas zonas, o que em última instância podem conduzir a uma rotura por punçoamento, sendo esta definida pela penetração do pilar na laje.

A capacidade resistente ao punçoamento de uma laje fungiforme depende de vários factores, tais como a adição de armaduras específicas, o aumento da espessura da laje ou a adição de capitéis. A adição de armaduras específicas é uma opção bastante popular porque não implica o aumento do peso próprio da estrutura (tal como o aumento da espessura da laje) nem dificuldades acrescidas na execução de cofragens (originárias da inclusão de capitéis). Além disto, esta solução não só conduz ao aumento da resistência ao punçoamento como também permite aumentar a ductilidade da ligação pilar-laje.

A solicitação de lajes fungiformes por parte de carregamentos horizontais é um factor que promove a rotura por punçoamento. Isto acontece porque este tipo de solicitação conduz ao aumento do momento flector nas zonas de ligação pilar-laje, o que por sua vez se traduz no aumento da excentricidade do esforço transversal, facilitando-se assim a rotura por punçoamento. O efeito prejudicial que as solicitações horizontais têm na resistência ao punçoamento de lajes fungiformes é agravado se estas solicitações tiverem inclusivamente um carácter cíclico, o que é característico das acções sísmicas.

1.2 OBJECTIVOS

Este trabalho tem como objectivo estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes com armadura específica quando solicitadas por acções horizontais cíclicas. Para tal será feita a análise experimental de três modelos de laje fungiforme. Esta análise inclui o estudo de deslocamentos horizontais e verticais dos modelos, evolução de extensões nas armaduras longitudinais e específicas, modo de rotura por punçoamento e comportamento histerético ao longo dos ensaios.

Toda esta análise permitirá compreender melhor o modo como a inclusão e a quantidade de armadura específica influenciam a resistência de lajes fungiformes ao punçoamento e a ductilidade da ligação laje-pilar. Será também possível inferir se as regras preconizadas em algumas das principais normas a nível mundial permitem fazer o dimensionamento deste tipo de estruturas com níveis de segurança adequados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, sendo um deles o presente capítulo introdutório.

O segundo capítulo consiste na apresentação do estado da arte, no qual será feita uma breve abordagem histórica acerca do aparecimento das lajes fungiformes e dos principais acidentes em edifícios com este tipo de estrutura. Será também feito um enquadramento teórico ao fenómeno de punçoamento em lajes fungiformes. Adicionalmente, serão apresentados os tipos mais comuns de armadura de punçoamento. Por fim, serão expostas as regras de dimensionamento preconizadas pelo EC2, ACI318M-11 e MC2010.

No terceiro capítulo será apresentado o programa experimental, onde serão expostas todas as características dos modelos analisados, dos materiais que os constituem, do sistema de ensaio, da instrumentação utilizada na aquisição de dados e do protocolo de ensaio.

O quarto capítulo consiste na análise dos resultados obtidos, onde serão apresentados todos os resultados obtidos durante a realização dos ensaios e parâmetros calculados a partir desses mesmos resultados. Também será feita uma análise crítica a todos os resultados obtidos.

Por fim, serão apresentadas as principais conclusões obtidas a partir do trabalho realizado e serão dadas algumas sugestões para futuras investigações relacionadas com este assunto.

CAPÍTULO 2

ESTADO DA ARTE

2.1 INTRODUÇÃO

Embora se saiba que a laje fungiforme teve a sua origem no início do século XX, não existem certezas quanto ao ano exacto, local de construção ou autor do projecto do primeiro edifício em que este tipo de laje tenha sido aplicado pela primeira vez. Por um lado, [1] afirma-se que a primeira laje fungiforme fez parte de um edifício em Boston projectado por Orlando W. Norcross, em 1910. Por outro lado, [2] existem indicações de que Claude A. P. Turner (1869-1955) (Figura 2-1) desenvolveu em 1906 um sistema de laje fungiforme ao qual chamou *Mushroom Slab* (Figura 2-2) no qual os pilares possuíam um capitel que permitia aumentar a área de apoio, tendo sido aplicado na construção dos edifícios Marshall (Milwaukee, EUA) e Johnson Bovey Building (Minneapolis, EUA) nesse mesmo ano. Para além disto, [3] afirma-se ainda que a laje fungiforme foi inventada em 1900 pelo engenheiro suíço Robert Maillart (1872-1940) (Figura 2-3), embora só tenha aplicado esta técnica pela primeira vez em 1910, na construção do armazém Giesshübel em Zurique (Suíça) (Figura 2-4), tendo sido este o primeiro edifício construído com laje fungiforme na Europa. O primeiro edifício com lajes fungiformes a surgir em Portugal foi o Bloco das Águas Livres (Lisboa), projectado por Teotónio Pereira e Bartolomeu Costa e construído em 1952.



Figura 2-1 - Claude A. P. Turner [4]

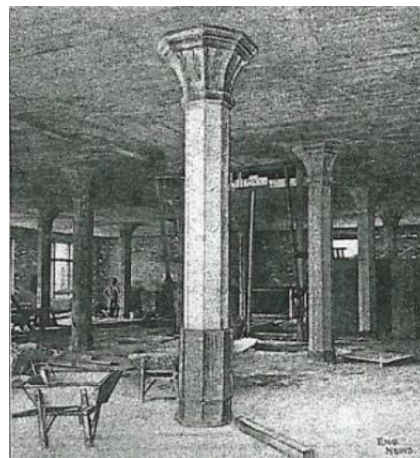


Figura 2-2 - Johnson Bovey Building, Minneapolis (1906) [5]

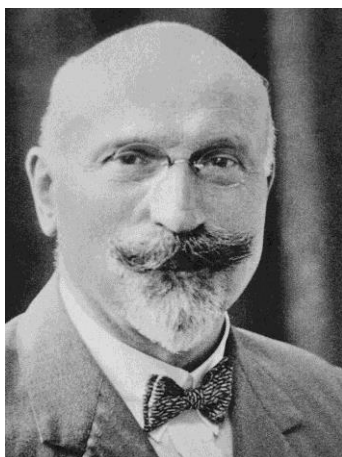


Figura 2-3 - Robert Maillart [6]



Figura 2-4 – Armazém Giesshübel, Zurique (1910) [7]

Ainda que o punçoamento seja um fenómeno mais associado às lajes fungiformes, foi identificado pela primeira vez por Talbot [8] no estudo de sapatas de betão armado. Neste estudo, Talbot observou que as sapatas cuja rotura se tinha dado por esforço transversal apresentavam a formação de duas superfícies de rotura de cada lado do pilar, fazendo um ângulo de 45° com a vertical. Os primeiros estudos a focarem-se no punçoamento em lajes fungiformes só viriam a surgir em meados do século XX, sendo motivados pela ocorrência de acidentes em lajes fungiformes associados a este tipo de rotura.

Os acidentes causados por punçoamento são normalmente repentinos, podendo uma estrutura colapsar por completo numa questão de segundos. Além disso, a rotura por punçoamento é do tipo frágil, o que significa que a laje não apresenta deformações consideráveis antes de colapsar. Assim, torna-se difícil identificar previamente o perigo de colapso, o que impede a evacuação do edifício em tempo útil. Deste modo, os acidentes causados por punçoamento conduzem muitas vezes a grandes perdas materiais e de vidas humanas.

Este tipo de acidentes começa frequentemente pelo punçoamento de um só pilar, o que conduz ao aumento das cargas suportadas pelos outros pilares, favorecendo a ocorrência de punçoamento em outros locais da mesma laje. Se isto acontecer, a laje fica sem qualquer ponto de apoio, o que a faz desabar por cima de uma eventual laje inferior. Este aumento acentuado da carga (acompanhado pela acção dinâmica da queda) pode provocar da mesma forma o colapso da laje inferior, o que se repete até ao nível do solo. É por esta razão que este tipo de colapso é tratado como um colapso progressivo.

O acidente mais devastador de sempre relacionado com o punçoamento foi o desabamento do edifício Sampoong Department Store (Seul, Coreia do Sul) em 1995 (Figura 2-5) no qual todas as lajes desabaram sucessivamente, começando pela laje do quinto piso [9]. Este acidente teve como consequência 502 mortes, 937 feridos e um prejuízo de 216 milhões de dólares. As causas do acidente foram, entre outras, o uso indevido do edifício como centro comercial (inicialmente concebido para habitação), baixa qualidade do betão e alterações indevidas na estrutura (tais como a remoção de pilares).



Figura 2-5 - Sampoong Department Store após colapso [10]

Ultimamente, os acidentes em lajes fungiformes sucedidos durante a ocorrência de sismos têm assumido um lugar de destaque, visto que o carácter cíclico da solicitação e o aumento do momento flector transmitido à ligação laje-pilar causado pela acção sísmica potencia a eventualidade de existência de uma rotura por punçoamento.

Um dos principais sismos no qual se verificou acidentes relacionados com punçoamento em lajes fungiformes foi o sismo de Northridge (Los Angeles, EUA) em 1994. Este sismo levou, por exemplo, ao colapso da loja Bullock's Department Store (Figura 2-6), cuja estrutura incluía lajes fungiformes. Este colapso também foi causado por punçoamento das lajes, embora não tenha causado o colapso completo do edifício e não tenha causado mortos (o edifício estava fechado quando ocorreu o sismo). Este sismo também levou ao colapso por punçoamento de um viaduto da State Highway 14 (Figura 2-7).



Figura 2-6 - Bullock's Department Store após colapso, Northridge (1994) [11]



Figura 2-7 - State Highway 14 após colapso, Northridge (1994) [12]

Mais recentemente, pode-se destacar o sismo do Haiti em 2010 (Figura 2-8) ou o sismo de Christchurch (Nova Zelândia) em 2011 (Figura 2-9) como exemplos de sismos nos quais ocorreram acidentes causados por punçoamento. Como tal, torna-se pertinente o estudo do punçoamento perante a actuação de acções cíclicas.



Figura 2-8 - Rotura por punção, Haiti (2010) [13]



Figura 2-9 - Parque de estacionamento após colapso, Christchurch (2011) [14]

2.2 PUNÇÃO EM LAJES FUNGIFORMES

2.2.1 ROTURA POR PUNÇÃO

O punção é um modo de rotura local causado pela falta de capacidade resistente de esforço transverso de elementos bidireccionais quando estes são solicitados por forças pontuais, o que se traduz numa elevada concentração de tensões nessa zona.

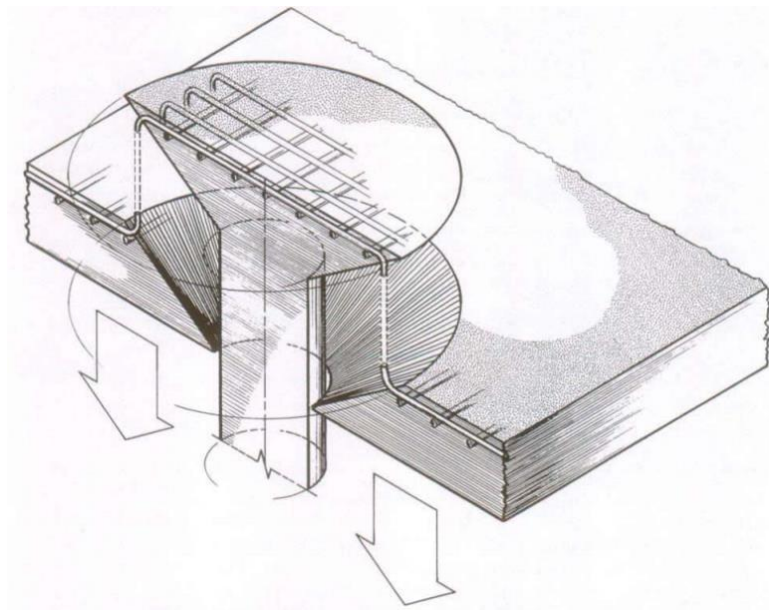


Figura 2-10 - Rotura por punção de uma laje fungiforme [15]

Nas estruturas de betão armado, este fenómeno ocorre frequentemente em zonas de ligação entre pilares e elementos bidireccionais tais como sapatas e lajes fungiformes, visto que a área na qual se dá a transmissão de esforços (área transversal do pilar) é relativamente reduzida, assemelhando-se por isso a uma carga pontual. Ainda assim, um fenómeno similar ao punçoamento pode também ser observado na zona de ligação entre uma parede resistente e uma laje fungiforme, mais precisamente nas extremidades da parede resistente.

Devido à possibilidade de ocorrer o colapso progressivo da estrutura, é necessário incluir armaduras passivas nas lajes fungiformes de modo a melhorar o seu desempenho pós-rotura. Estas armaduras passivas, também conhecidas como armaduras de colapso progressivo, são normalmente constituídas por varões de aço colocados na face inferior da laje e que atravessam o pilar, garantindo assim uma resistência extra em caso de rotura por punçoamento.

Outra principal característica da rotura por punçoamento é o seu comportamento frágil, ou seja, a rotura dá-se sem que primeiro existam deformações consideráveis na estrutura, sendo por isso um fenómeno repentino, relativamente violento (perda súbita da capacidade resistente) e que acontece sem pré-aviso, o que impossibilita a evacuação da estrutura previamente ao colapso. É por esta razão que os colapsos causados por punçoamento são potencialmente catastróficos. Tendo isto em conta, é importante que se encontrem formas de aumentar a ductilidade deste tipo de ligações.

Como o punçoamento está enquadrado num ponto de ligação entre dois elementos, é necessário fazer uma distinção entre as acções actuates e as acções resistentes que se desenvolvem nesta zona. As acções actuates podem ser quantificadas pela reacção do pilar às cargas aplicadas na laje (excepto as que são transferidas directamente do pilar, tal como o seu peso próprio). Esta acção actuante é equilibrada na laje por um conjunto de forças de corte e momentos que se desenvolvem na proximidade do pilar. A uniformidade de tensões de corte no perímetro do contorno de referência permite distinguir dois tipos de punçoamento: o punçoamento centrado e o punçoamento excêntrico. O punçoamento centrado ocorre quando a laje apenas transmite esforço axial ao pilar, o que faz com que as tensões de corte sejam uniformes no perímetro de controlo (esta é uma situação idealizada visto que dificilmente as tensões ao longo de um perímetro seriam iguais num caso real). O punçoamento excêntrico ocorre quando a laje não só transfere esforço axial ao pilar como também transfere momentos flectores, o que implica que as tensões de corte no perímetro de controlo não sejam uniformes.

2.2.2 FASES DA ROTURA POR PUNÇOAMENTO

A rotura por punçoamento em lajes fungiformes é um fenómeno que pode ser dividido em quatro partes que se distinguem visualmente pelo tipo de fendilhação que surge em ambas as faces da laje [16]. Não obstante, estas fases também se podem distinguir pelo comportamento dos materiais (regime elástico ou plástico). Ainda assim, é por vezes difícil definir com exactidão o momento em que ocorre a transição entre fases.

A primeira de todas as fases é conhecida como a fase elástica-linear, onde o aço e o betão encontram-se em regime elástico e como tal não existem armaduras longitudinais em cedência nem nenhum betão fendilhado.

Seguidamente, dá-se a fase de resposta à flexão, cujo início é marcado pelo aparecimento da primeira fenda tangencial (Figura 2-11). As fendas tangenciais são causadas por flexão e localizam-se na face superior da laje, mais precisamente junto ao pilar e, como o nome indica, são paralelas às faces deste. Ainda nesta fase aparecem as primeiras fendas radiais (também na face superior da laje), que se podem estender desde as faces do pilar até ao limite da laje.

Após isto, toma lugar a fase de resistência ao corte, que se inicia quando o carregamento atinge cerca de metade a dois terços da capacidade resistente de punçoamento. O início desta fase é marcado pelo aparecimento da primeira fenda de corte, que se distingue por ser inclinada em relação ao plano da laje e surge primeiramente na sua face superior. A inclinação deste tipo de fendas varia na maioria dos casos entre 20° a 45° [17] em relação ao plano da laje, sendo que maiores inclinações estão associadas a lajes sem armadura específica de punçoamento e vice-versa. À medida que o carregamento vai aumentando, vão-se formando outras fendas de corte que se unem umas às outras e vão abrindo caminho até à face inferior da laje. É nesta altura que se dá a formação de um trecho de laje com uma forma aproximadamente tronco-piramidal (ou mesmo tronco-cónico) junto ao pilar e que se separa do resto da laje de modo normalmente repentino, ou seja, dá-se a rotura por punçoamento.

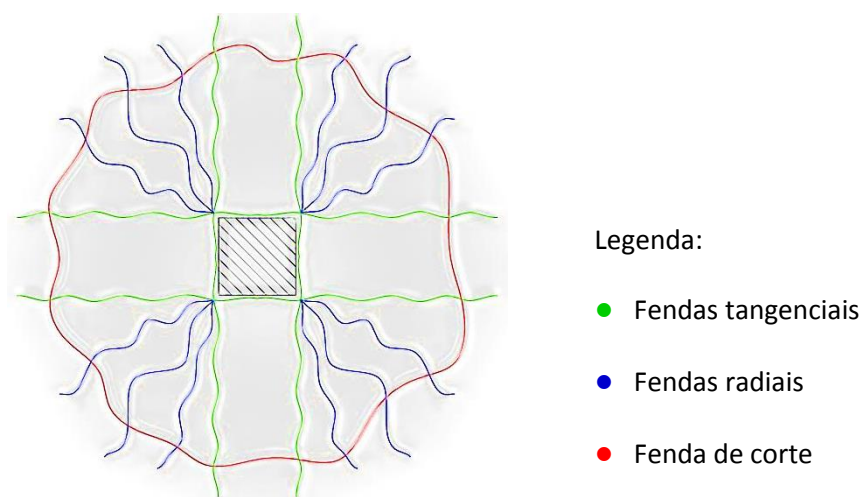


Figura 2-11 - Fendas associadas à rotura por punçoamento

Por fim, ocorre a fase de pós-rotura ao punçoamento. Nesta fase, o trecho tronco-piramidal fica ligado ao resto da laje somente através das armaduras longitudinais e eventualmente das armaduras passivas de colapso progressivo. Ainda assim, pode ser possível que estas armaduras não sejam suficientes para unir estas duas partes, o que faz com que o resto da laje colapse.

2.2.3 MECANISMOS DE RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

A resistência ao punçoamento desenvolvida numa laje fungiforme é originada por um mecanismo de resistência do qual fazem parte várias forças (Figura 2-12): a força originada pelo efeito de ferrolho das armaduras longitudinais, a força de compressão radial desenvolvida junto às faces do pilar, a força de atrito entre os agregados presentes na face da fenda, a força resultante das tensões de corte do betão não fendilhado e a força exercida pela armadura específica de punçoamento (caso exista) [18].

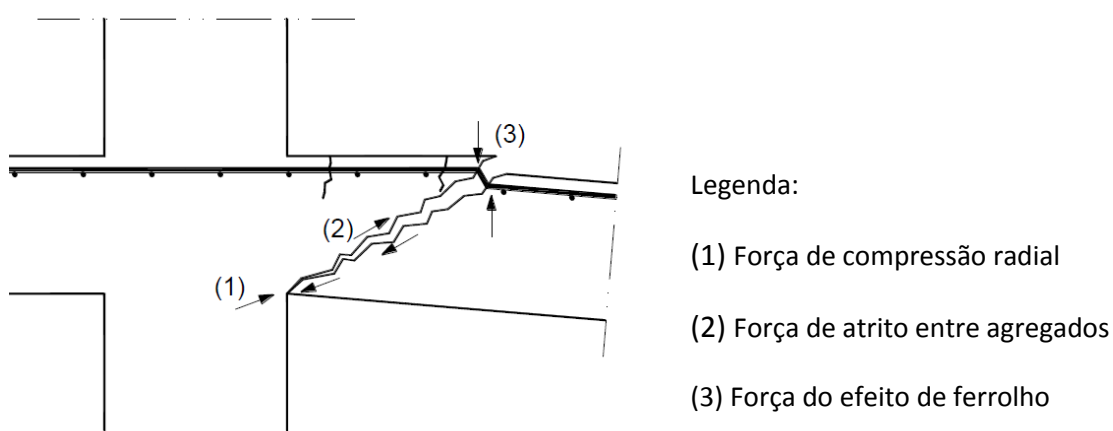


Figura 2-12 - Mecanismos de resistência ao punçoamento [19]

O efeito de ferrolho exerce uma influência na resistência ao punçoamento que é proporcional à quantidade de armadura longitudinal presente na laje. O efeito de ferrolho pressupõe a existência de um varão a atravessar uma fenda, por isso este efeito só é válido se o betão estiver fendilhado. O efeito de ferrolho também está presente no funcionamento das armaduras passivas (que aumentam a segurança pós-colapso). A partir do momento em que o betão do recobrimento atinge a rotura por tracção, o efeito de ferrolho deixa de existir porque a armadura longitudinal deixa de estar confinada [20].

A força de compressão radial junto ao pilar pode ser entendida como a resistência da escora de betão mais próxima do pilar, numa analogia ao método das escoras e tirantes. Este mecanismo também é responsável por parte da resistência ao esforço transversal ao longo de toda a laje, sendo mais conhecido como o efeito de arco. Esta fracção da resistência ao punçoamento perde-se à medida que a fenda de corte característica do punçoamento se aproxima da face inferior da laje, visto que é aqui o ponto de transmissão desta força.

A força de atrito entre os agregados é gerada pelo efeito de intrincamento (ou interbloqueamento) entre os agregados presentes nas faces da fenda de corte. Este efeito é tanto maior quanto maior for a maior dimensão dos agregados que constituem o betão, visto que maiores agregados significam maior atrito. Por outro lado, quanto maior for a abertura da fenda, menor é a resistência visto que isto faz diminuir o contacto entre os agregados e por isso o atrito entre eles. O mesmo acontece para maiores rotações da laje na proximidade do pilar pois aumentam as aberturas das fendas. Deste modo, o efeito de intrincamento entre agregados é pouco importante numa fase próxima da rotura por punçoamento.

A força resultante das tensões do betão não fendilhado desempenha um papel relativamente pouco importante na resistência ao punçoamento porque deixa de existir quando se abre a primeira fenda de corte, o que acontece quando a carga vertical na laje atinge cerca de metade a dois terços da capacidade resistente ao punçoamento. Como tal, esta parte da resistência ao punçoamento só é válida numa fase muito precoce do punçoamento.

A influência da armadura específica na resistência ao punçoamento pode ser dividida em duas partes, uma delas sendo a força directamente exercida por esta armadura ao resistir ao esforço de tracção a que é submetida devido à transmissão de forças entre duas escoras de betão consecutivas (utilizando uma vez mais a analogia do método das escoras e tirantes). A outra parte desempenha um papel indirecto na resistência uma vez que as armaduras específicas também permitem controlar a abertura da fenda de corte, o que faz com que o efeito do intrincamento entre agregados seja mais acentuado, aumentando-se assim a resistência ao punçoamento. A partir do momento em que as armaduras específicas entram em cedência, este acréscimo indirecto de resistência termina porque a extensão na armadura irá crescer acentuadamente, o que implica que o controlo da abertura da fenda de corte deixa de ser eficaz. É por esta razão que a tensão das armaduras de punçoamento é limitada em alguns regulamentos [21] [22]. No que toca à sua eficiência, as armaduras específicas de punçoamento são mais eficazes quanto melhores forem as condições de amarração à armadura longitudinal inferior e superior, quanto melhores forem as condições de aderência ao betão e, em certos casos, se estiverem inclinadas em relação ao plano da laje (pois assim estarão perpendiculares à fenda de corte, que é inclinada).

2.2.4 MODOS DE ROTURA POR PUNÇOAMENTO

Como já foi referido, a superfície de rotura por punçoamento em lajes sem armadura específica surge junto às faces do pilar, independentemente da sua inclinação. O mesmo não acontece em lajes nas quais são instaladas armaduras específicas, isto é, existem vários locais onde é possível a formação da fenda de corte ou pode até mesmo ocorrer rotura por flexão ao invés de rotura por punçoamento [23]. Como tal, é possível afirmar que a presença de armadura específica pode conduzir a vários modos de rotura. Cada um destes modos de rotura está ligado a diferentes aspectos da pormenorização da armadura específica de punçoamento, sendo que a quantidade de armadura longitudinal também pode influenciar a prevalência de um dos modos. Como tal, esta é uma importante ferramenta utilizada no estabelecimento de

regras de pormenorização e dimensionamento de armaduras específicas de punçoamento por parte dos regulamentos.

Um dos possíveis modos de rotura acontece quando a fenda de corte se situa em toda a extensão entre as faces do pilar e a camada de armadura de punçoamento mais próxima do pilar (Figura 2-13-a). Este modo de rotura é causado pela existência de elevadas quantidades de armadura longitudinal e de punçoamento. Visto isto, este modo de rotura pode ser utilizado na previsão da resistência máxima garantida pela armadura de punçoamento instalada, assim como determinar a adequabilidade do seu uso (que depende de certas características de uma laje, tais como a sua altura útil e as suas condições de apoio).

Quando se utilizam quantidades intermédias ou baixas de armadura de punçoamento, a fenda de corte atravessa a zona abrangida pela armadura específica (Figura 2-13-b), que é o que se pretende quando se instalam estas armaduras. A ocorrência deste modo de rotura evidencia uma correcta pormenorização das armaduras específicas. Devido à localização da fenda, a resistência ao punçoamento é desenvolvida tanto pelo betão como pelas armaduras específicas. Este modo de rotura também permite determinar a quantidade mínima de armadura específica a instalar.

Existem também casos em que a fenda de corte surge para lá do domínio da armadura específica (Figura 2-13-c). Este tipo de rotura acontece quando a última camada de armadura específica se encontra muito próxima do pilar, mesmo tendo sido bem dimensionada. Como tal, este modo de rotura assume um papel importante na pormenorização na medida em que estabelece o perímetro mínimo até ao qual a armadura específica tem que chegar. Existe ainda um modo de rotura bastante semelhante a este no qual a fenda de corte também está para além do alcance das armaduras específicas mas é causado por um fenómeno de delaminação do betão (Figura 2-13-d). Este fenómeno é comum quando se utilizam tipos de armadura de punçoamento que não envolvem a armadura longitudinal, daí ser desaconselhável o seu uso.

Por último, pode ainda ocorrer rotura por flexão junto ao pilar (Figura 2-13-e). Este modo de rotura só pode ser atingido se a armadura específica for sobredimensionada ou se houver uma baixa percentagem de armadura longitudinal. Em ambos os casos a capacidade de resistir à flexão é ultrapassada pela capacidade de resistir ao punçoamento e como tal o estado limite de punçoamento deixa de ser o mais condicionante.

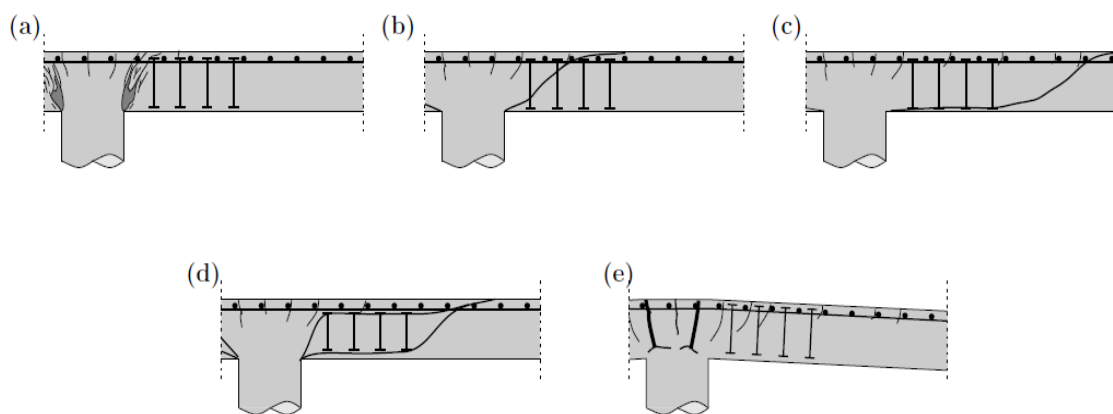


Figura 2-13 - Modos de rotura por punçoamento: (a) punçoamento anterior à zona de armadura de punçoamento; (b) punçoamento dentro da zona de armadura de punçoamento; (c) punçoamento exterior à zona de armadura de punçoamento; (d) rotura por delaminação do betão e (e) rotura por flexão [23].

2.2.5 FACTORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

Existem vários factores que influenciam a resistência ao punçoamento da ligação entre um pilar e uma laje fungiforme. Estes factores estão geralmente ligados às características geométricas de ambos os elementos estruturais bem como as características dos materiais que os constituem, podendo também estar relacionados com o tipo de cargas aplicadas.

A capacidade de resistência ao punçoamento aumenta com o aumento da altura útil, visto que isto resulta no aumento da área do perímetro de referência (o que implica uma capacidade resistente superior). É por esta razão que se adicionam capiteis aos pilares como forma de aumentar localmente a altura útil da laje. Por outro lado, o aumento da capacidade resistente causado pelo aumento da altura útil não é linear, o que se deve à existência do efeito de escala, que está ligado à dimensão relativa entre a altura útil da laje e o tamanho dos agregados que constituem o betão. Desta forma, ao aumentar-se a altura útil sem que a dimensão dos agregados acompanhe este aumento conduz a aumentos menos acentuados da capacidade resistente. Este efeito pode ser minorado adaptando a dimensão dos agregados à altura útil da laje, embora isto seja pouco prático e quase nunca concretizado.

A resistência ao punçoamento é proporcional à área do apoio, visto que permite a distribuição da força transmitida ao longo de uma maior área. Quanto à forma, lajes apoiadas em pilares redondos têm maior resistência ao punçoamento (10 a 15%) do que as que são apoiadas em pilares quadrados [24]. Isto acontece porque a distribuição das tensões de corte no contorno de um pilar redondo é mais uniforme que num pilar quadrado, no qual existe uma maior concentração de tensões junto aos cantos. Para além disto, pilares rectangulares conduzem a menores resistências ao punçoamento que pilares quadrados, sendo que esta diferença é tanto mais acentuada quanto maior for a diferença entre as duas dimensões do rectângulo, uma vez mais porque promove a concentração de tensões nos cantos do pilar [24].

Outro aspecto que pode influenciar a resistência ao punçoamento é a localização em planta da ligação. A resistência ao punçoamento é superior em zonas onde a laje está apoiada

em pilares centrais do que em pilares de bordo ou em pilares de canto, sendo estes últimos os que conduzem a menor resistência. Isto deve-se ao facto de que o perímetro de referência nestes pilares é inferior ao perímetro de referência dos pilares centrais. Além disso, os pilares de bordo e de canto conduzem muitas vezes ao aumento do carácter excêntrico do punçoamento, que é mais gravoso. De modo análogo, a existência de aberturas na laje na proximidade do pilar também diminui a resistência ao punçoamento, uma vez mais porque o perímetro de referência torna-se menor.

Quanto às características dos materiais, a resistência do betão quer à compressão quer à tracção assume um papel fulcral na resistência ao punçoamento na medida em que estas características estão directamente ligadas aos mecanismos de resistência anteriormente enumerados. Por outro lado, maiores quantidades de armadura longitudinal na proximidade do pilar também são favoráveis, especialmente se estas atravessarem os pilar. O mesmo acontece com a presença de armadura específica de punçoamento, podendo a sua pormenorização influenciar significativamente o seu desempenho.

2.2.6 INFLUÊNCIA DAS ACÇÕES HORIZONTAIS CÍCLICAS NA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

A consideração de acções horizontais cíclicas no dimensionamento de lajes fungiformes é fundamental, porque estas lajes reúnem um conjunto de características que as tornam ainda mais vulneráveis a este tipo de acção do que outros tipos de elementos estruturais em betão armado. Nas lajes vigadas a resposta às acções horizontais cíclicas é assegurada pelo sistema de pórtico viga-pilar, pelo que a parte da solicitação que é resistida pela laje é muito reduzida. O mesmo não acontece nas lajes fungiformes (visto que não existem vigas), o que significa que a solicitação é resistida directamente tanto pela laje como pelos pilares. Como tal, verifica-se não só um aumento dos esforços verificados na laje como também alternância dos mesmos, especialmente no momento flector, o que conduz a um aumento da excentricidade do punçoamento. É por esta razão que se torna fundamental incluir paredes resistentes em edifícios cuja estrutura possui lajes fungiformes. Para além disto, é também importante serem incluídas vigas de bordo, visto que a resistência ao punçoamento é menor junto aos pilares situados na extremidade da laje e porque estes pilares são os mais solicitados quando edifício é sujeito a carregamento cíclico (ou seja, o aumento de excentricidade do punçoamento é mais acentuado).

Quando se trata de acções cíclicas, é importante saber qual a capacidade de amortecimento da estrutura [25] [26]. Esta capacidade depende do amortecimento viscoso característico da estrutura e do amortecimento conseguido através da energia dissipada histereticamente. O amortecimento viscoso depende das características dos materiais que constituem a estrutura e da forma como se conjugam, visto que este amortecimento é fruto das dissipações de energia causadas, por exemplo, por defeitos microscópicos nos materiais e por perdas de energia na transmissão de esforços entre dois materiais diferentes. Esta parcela do amortecimento é quantificada pelo coeficiente de amortecimento viscoso e nas estruturas de betão armado assume um valor de cerca de 5%.

Um possível método de cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente foi definido por Hose e Seible [27]. Este método permite calcular o coeficiente de amortecimento viscoso a partir do diagrama histerético resultante de um ensaio cíclico. Este método encontra-se adaptado de modo a que seja possível a sua aplicação em diagramas histeréticos nos quais existem assimetrias entre as fases de deslocamento positivo e negativo de um mesmo ciclo (o que acontece quando a estrutura não funciona em regime elástico linear), tal como se pode ver na Equação 2.1 e na Figura 2-14.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_{d1}}{E_{s1}} + \frac{E_{d2}}{E_{s2}} \right) \quad (2.1)$$

Na qual:

- ξ_{eq} é o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente;
- E_{d1} é a energia dissipada para deslocamento positivos;
- E_{s1} é a energia de deformação elástica para deslocamentos positivos;
- E_{d2} é a energia dissipada para deslocamento negativos;
- E_{s2} é a energia de deformação elástica para deslocamentos negativos.

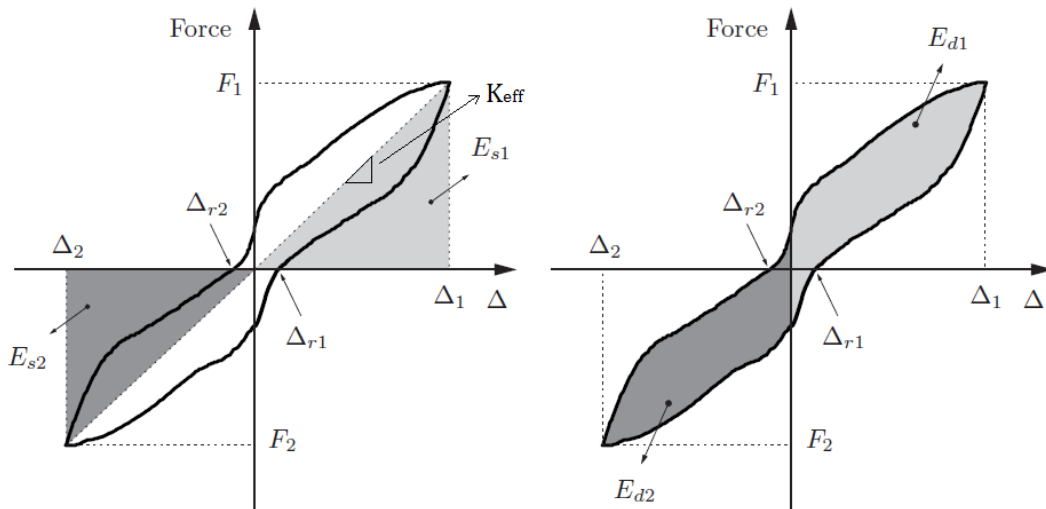


Figura 2-14 – Diagrama histerético de uma acção cíclica (adaptado de [28]).

A energia dissipada histereticamente provém da variação do valor da extensão e tensão entre ciclos de carga e descarga. Se os materiais da estrutura entrarem em regime plástico, a energia envolvida no carregamento da estrutura será maior do que a energia envolvida na restituição da estrutura (que não é completa porque a estrutura plastificou). Esta diferença é causada pela dissipação da energia responsável pela plastificação dos materiais. A energia dissipada histereticamente pode ser quantificada através do cálculo da área de cada ciclo representado num diagrama histerético (soma das parcelas E_{d1} e E_{d2}).

A simples observação de um diagrama histerético também permite avaliar a ductilidade de uma estrutura na medida em que é possível visualizar a evolução das tensões e extensões no final de cada ciclo de carga-descarga. Para estruturas com um modo de rotura frágil é normal que a tensão máxima no final de cada ciclo decresça bruscamente. Por outro lado, estruturas dúcteis apresentam deslocamentos no final de cada ciclo que evoluem suavemente e conseguem atingir valores relativamente elevados após plastificação. Ainda assim, existe a possibilidade de calcular um parâmetro denominado *displacement ductility*, que permite avaliar quantitativamente a ductilidade de uma estrutura ao relacionar o deslocamento verificado num determinado momento do seu carregamento (normalmente o deslocamento verificado na máxima força horizontal aplicada) com o deslocamento equivalente à plastificação idealizada da estrutura. Este parâmetro é calculado através da Equação 2.2.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.2)$$

Na qual:

- Δ é o deslocamento registado num determinado ponto (Δ_{peak} , $\Delta_{0.95}$);
- Δ_y é o deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo.

Existem várias formas de estimar o valor de Δ_y , sendo uma delas admitir que a estrutura plastifica como um todo assim que ocorrer a plastificação de um varão da armadura longitudinal. Outra forma de estimar este deslocamento [29] [30] consiste na adaptação da envolvente do diagrama histerético da estrutura assumindo-se um comportamento elastoplástico bilinear, ou seja, transforma-se a curva de envolvente numa curva composta por dois troços: um referente à fase elástica e outro referente à fase plástica. O troço referente à fase plástica consiste num segmento de recta que parte da origem e intersecta a curva de envolvente quando são registados dois terços da força máxima atingida. O troço referente à fase elástica consiste num segmento de recta horizontal que se situa ao nível da máxima força atingida (P_{peak}). Esta adaptação é ilustrada na Figura 2-15. Assim, torna-se possível calcular o valor deste parâmetro para qualquer deslocamento verificado, assumindo maior importância o deslocamento associado à força horizontal de pico (μ_{peak}) e o deslocamento associado a 95% da máxima força horizontal registado pós-pico ($\mu_{0.95}$) [27].

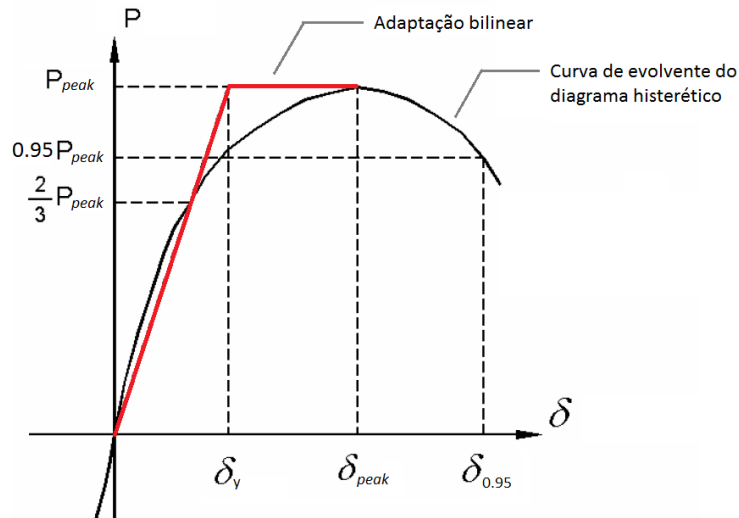


Figura 2-15 - Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético (adaptado de [29])

Para além do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente existem outros factores que permitem avaliar o comportamento de uma estrutura sujeita a acções cíclicas. Um desses factores é a rigidez lateral efectiva (K_{eff}) [27], que é definido como o declive do caminho de carga equivalente ao regime elástico linear de cada ciclo histerético (Figura 2-14). O cálculo deste parâmetro tem como principal objectivo estimar a rigidez de uma estrutura face à aplicação de cargas horizontais e, através disto, concluir acerca da integridade da estrutura.

Existe ainda um outro factor denominado Índice de Deformação Residual (RDI) [27] que, tal como o seu nome indica, relaciona a deformação residual após descarga com a deformação que causa a plastificação ideal da estrutura. O cálculo deste parâmetro tem como objectivo quantificar os danos sofridos pela estrutura após cada ciclo e, desta forma, avaliar a viabilidade da sua reparação. Este índice pode ser calculado através da Equação 2.3.

$$RDI = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_{r1}}{\Delta_{y1}} + \frac{\Delta_{r2}}{\Delta_{y2}} \right) \quad (2.3)$$

Na qual:

- Δ_{r1} é o deslocamento residual após ciclos com deslocamentos positivos;
- Δ_{r2} é o deslocamento residual após ciclos com deslocamentos negativos.

2.3 ARMADURAS ESPECÍFICAS DE PUNÇOAMENTO

Como foi visto anteriormente, a utilização de armaduras específicas de punçoamento é uma das melhores opções a tomar quando se pretende aumentar a capacidade resistente ao punçoamento de uma laje fungiforme, tanto em lajes a serem construídas como também no reforço de lajes existentes. Para além da resistência acrescida, também se verifica o aumento da ductilidade em lajes fungiformes nas quais se instalam este tipo de armadura (Figura 2-16), o que é muito benéfico visto que um dos principais problemas associados à rotura por punçoamento é o seu carácter repentino e frágil.

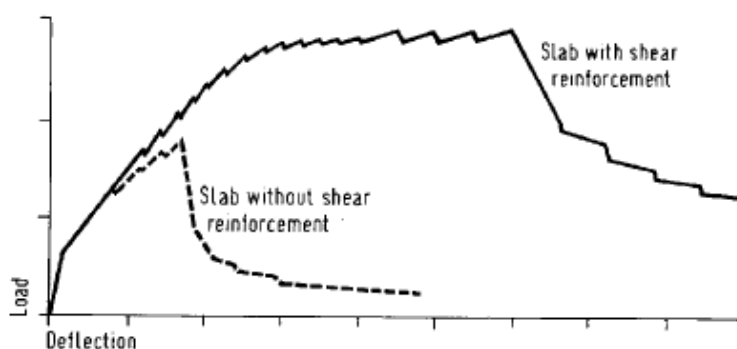


Figura 2-16 - Relação força/deslocamento vertical de lajes fungiformes com e sem armadura específica [24]

Actualmente, existe um grande leque de opções no que toca às armaduras específicas, tendo cada uma destas opções os seus prós e contras. A eficiência de um tipo de armadura específica [31] depende da sua capacidade de ancoragem às armaduras longitudinais superior e inferior (da qual também depende a sua capacidade de desenvolver a resistência máxima do material que constitui a armadura), da sua capacidade de aderir ao betão, do grau de ductilidade que confere à rotura por punçoamento, da inclinação com que é instalada e, caso seja pré-esforçada, do grau de compressão que transmite ao betão. Por outro lado, um tipo de armadura específica é tanto mais economicamente eficaz quanto mais barato e mais fácil de obter seja o material que a constitui, quanto mais fácil for produzir a armadura e quanto mais fácil e rápida for a sua instalação.

De seguida são apresentados alguns tipos de armadura de punçoamento mais comuns, assim como as suas principais vantagens e desvantagens.

2.3.1 ESTRIBOS

Os estribos (Figura 2-17, Figura 2-18 e Figura 2-19) são a clássica armadura específica de punçoamento. Esta armadura é feita de aço nervurado (boas características de aderência ao betão) e é normalmente produzida em obra, o que a torna barata e fácil de produzir. No entanto, a sua instalação é feita de modo a que cada estribo envolva ambas as camadas de armadura longitudinal, o que implica que a montagem de ambos os tipos de armadura seja simultânea, sendo este processo difícil e lento. É por esta razão que surgiram variantes deste tipo de armadura tais como estribos abertos que apenas envolvem a camada superior de armadura longitudinal, pares de estribos abertos (um envolve a camada inferior de armadura longitudinal e o outro a camada superior) e até mesmo estribos fechados que são colocados entre as camadas de armadura longitudinal (ou seja, sem as envolverem). Estas variantes permitem uma instalação muito mais rápida e fácil, mas sacrificam a capacidade de ancoragem da armadura, o que faz com que se desperdice parte da capacidade resistente do material que as constitui.



Figura 2-17 – Estribos fechados de aço nervurado

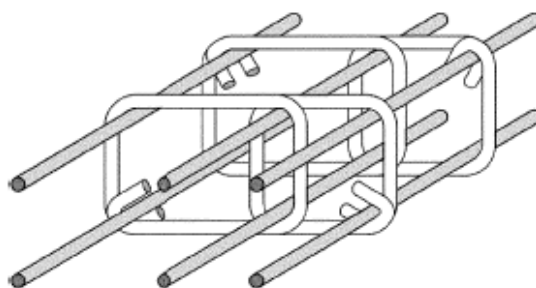


Figura 2-18 - Esquema de montagem de estribos [32]

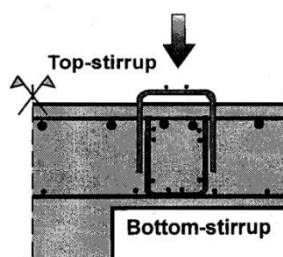


Figura 2-19 - Esquema de montagem de estribos abertos [31]

2.3.2 SHEAR BAND

Outro tipo de armadura proveniente do estribo clássico é o chamado estribo de múltiplos ramos (também conhecido por *shear band*) (Figura 2-20 e Figura 2-21), que consiste numa fita metálica ou num varão que interlaça intermitentemente a camada superior e inferior da armadura longitudinal.

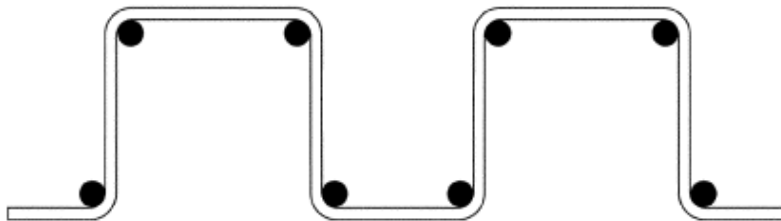


Figura 2-20 - Esquema de montagem de *shear bands* [32]

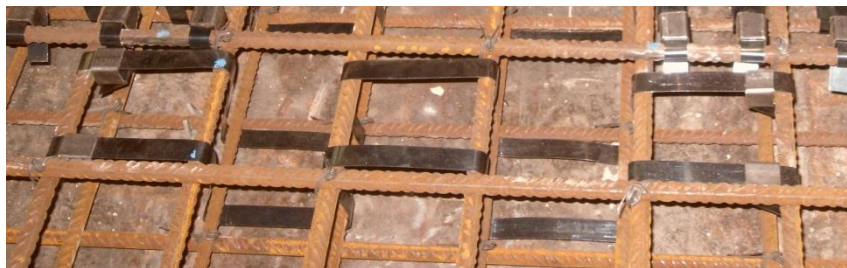


Figura 2-21 - *Shear bands* instaladas na armadura longitudinal

2.3.3 GANCHOS

Como a dificuldade da montagem de estribos provem do facto de estes terem dois ramos e serem fechados, concebeu-se um outro tipo de armadura normalmente designada como gancho (também conhecido com *single-leg stirrup*) (Figura 2-22 e Figura 2-23). Cada gancho representa apenas um ramo de armadura, o que permite uma montagem ligeiramente mais fácil, podendo ser feita após a montagem da armadura longitudinal.

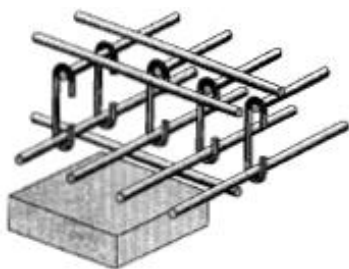


Figura 2-22 - Esquema de montagem de ganchos [31]

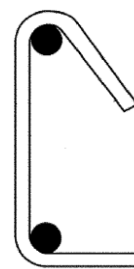


Figura 2-23 - Tipo de gancho alternativo [32]

2.3.4 SHEAR LADDERS

A partir dos ganchos foram desenvolvidas as *shear ladders* (Figura 2-24 e Figura 2-25), que são conjuntos de ganchos unidos por varões. Os varões que unem os ganchos podem ser incorporados como armadura longitudinal. Desta forma, a montagem consiste apenas na

colocação destes conjuntos entre as duas camadas de armadura longitudinal, o que facilita bastante o processo de montagem. Por outro lado, estes conjuntos são normalmente produzidos em fábrica, o que os torna mais caros e difíceis de obter relativamente aos ganchos, que podem ser feitos em obra utilizando aço nervurado.

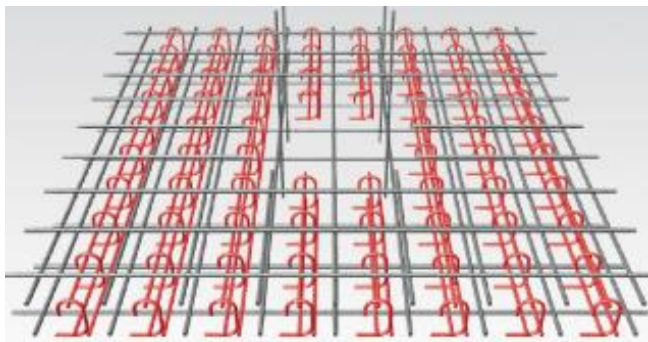


Figura 2-24 - Esquema de montagem de *shear ladders* [33]



Figura 2-25 - Vista de pormenor de uma *shear ladder* [34]

2.3.5 BENT-UP BARS

Existem ainda outros tipos de armadura que, à semelhança dos ganchos, só têm um ramo por peça. Exemplo disso são as *bent-up bars* (Figura 2-26 e Figura 2-27). Este tipo de armadura consiste em varões que fazem parte quer da camada inferior quer da camada superior de armadura longitudinal, sendo que a transição entre camadas é feita na zona onde surge a fenda de corte. Outra armadura específica muito semelhante são as *pyramid swimmer bars*, que consistem em troços de varão nervurado cujas extremidades são soldadas a ambas as camadas de armadura longitudinal.

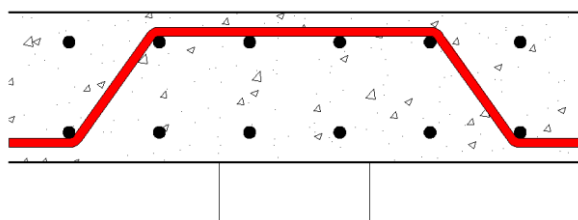


Figura 2-26 - Esquema de montagem de *bent-up bars*



Figura 2-27 - *Pyramid swimmer bars* [35]

2.3.6 DOUBLE HEADED STUDS

Os pernos, mais conhecidos como *double headed studs* (Figura 2-28 e Figura 2-29), são um tipo de armadura específica que consiste num pequeno troço de varão (liso ou nervurado) cujas extremidades podem ser até 3 vezes mais largas que o diâmetro do varão. Estas peças

são produzidas em fábrica. Em obra, cada peça pode ser disposta individualmente ou em grupo (mais usual). Os pernos podem ser agrupados com o auxílio de acessórios tais como pentes, que permitem escolher o espaçamento entre pernos, garantindo assim uma montagem mais fácil. Este tipo de armadura específica foi concebido para ser colocado após a montagem da armadura longitudinal, o que provavelmente a torna o tipo de armadura de punçoamento mais fácil de montar. Para além disto, o facto de ter extremidades salientes permite um bom nível de ancoragem à armadura longitudinal assim como uma boa adesão ao betão.

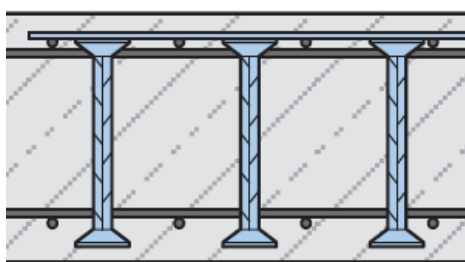


Figura 2-28 - Esquema de montagem de *double headed studs* [36]



Figura 2-29 - *Double headed studs* [36]

2.3.7 SHEARHEADS

A utilização de perfis metálicos como armadura de punçoamento é feita através de peças constituídas por vários perfis metálicos soldados entre si, sendo mais conhecidas como *shearheads* (Figura 2-30). Este tipo de armadura tanto pode ser utilizada durante a construção de uma laje como também pode ser utilizado em reforço ao punçoamento, existindo vários modelos disponíveis no mercado, cada qual com uma disposição de perfis diferente. A montagem desta armadura é feita através da sua colocação por cima do pilar, posteriormente à colocação da camada inferior de armadura longitudinal, o que é um processo relativamente expedito (embora cada *shearhead* possua um peso considerável e, conseqüentemente, seja necessário equipamento de elevação). Embora seja eficaz no aumento da resistência ao punçoamento pois permite uma melhor distribuição das tensões na laje junto ao pilar, este tipo de armadura é relativamente dispendiosa. Uma variante das *shearheads* é a utilização de pequenos troços de Perfil IPE colocados de modo a que os seus banzos fiquem ancorados em ambas as camadas de armadura longitudinal (também conhecidas como *I-beam sections*).

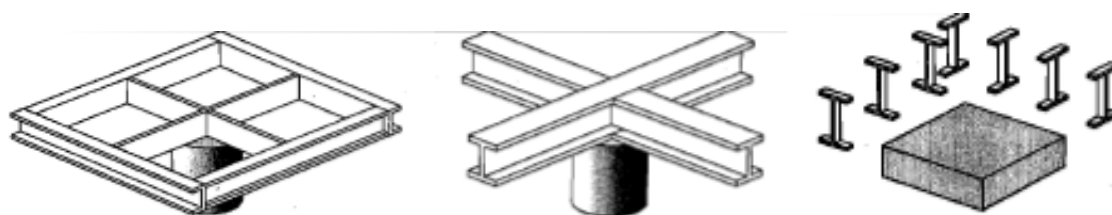


Figura 2-30 – *Shearheads* (esquerda) e *I-beam sections* (esquerda) [31]

2.3.8 SHEAR BOLTS

A utilização de parafusos (Figura 2-31) como armadura específica insere-se fundamentalmente em intervenções de reforço ao punçoamento, o que lhe atribui a designação de armadura transversal pós-instalada. Nesta técnica de reforço são normalmente utilizados parafusos de aço roscados, visto que estes apresentam um bom nível de aderência ao betão, que pode ainda ser aumentada através da selagem do furo no qual se insere o parafuso com, por exemplo, resina epoxi ou *grout*. De modo a obter-se uma boa ancoragem (ainda que não seja à armaduras longitudinais), é habitual instalarem-se chapas em ambas as faces da laje nas quais se fixam os parafusos através de porcas. A eficácia deste método de reforço pode ser aumentada através da aplicação de pré-esforço nos parafusos, o que permite transmitir ao betão um estado de compressão que contraria a abertura da fenda de corte, retardando assim a rotura por punçoamento. Em suma, a utilização de parafusos como armadura de punçoamento é uma solução bastante versátil pois possibilita o controlo de grande parte dos factores que influenciam a eficácia das armaduras específicas.



Figura 2-31 - Laje reforçada com parafusos [29]

2.4 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

De seguida serão analisados alguns ensaios relacionados com punçoamento realizados ao longo dos últimos anos, com maior foco nos ensaios cíclicos a lajes fungiformes com armadura específica. Os ensaios analisados permitem tirar conclusões acerca das diferenças que existem entre ensaios cíclicos e não cíclicos. Também é estudado o efeito da existência de armadura específica, bem como as diferenças entre os vários tipos de armadura utilizada.

2.4.1 PAN E MOEHLE (1992)

Pan e Moehle [37] ensaiaram quatro modelos de laje fungiforme com dimensões de 3970x3970 mm² e espessura de 122mm, representando troços centrais de laje assentes sobre pilares quadrados com 274mm de lado (todas as dimensões correspondem a 60% da escala real). Os quatro modelos foram concebidos para serem idênticos entre si. O aço utilizado na elaboração da armadura longitudinal apresenta uma tensão de cedência de 472 MPa e uma tensão última de 734 MPa. A percentagem geométrica de armadura longitudinal na faixa central é igual a 0.76% na camada superior e 0.25% na camada inferior. As características do betão utilizado na construção de cada modelo encontram-se na Tabela 2-1. Nenhum dos modelos possuía armadura de punçoamento.

A realização destes ensaios teve como objectivo estudar a influência da aplicação de cargas horizontais cíclicas segundo duas direcções ortogonais no comportamento de lajes fungiformes, assim como a influência da carga gravítica na presença de cargas horizontais cíclicas. Para tal, os quatros modelos foram divididos em dois grupos de duas lajes. Num dos grupos, os modelos 1 e 2 foram sujeitos a uma carga gravítica que se traduz numa tensão actuante de punçoamento igual a $0.12\sqrt{f_c'}$ [MPa]. No outro grupo, os modelos 3,4 e 5 foram sujeitos a uma carga gravítica que se traduz numa tensão actuante de punçoamento igual a $0.07\sqrt{f_c'}$ [MPa]. Dentro do mesmo grupo, um dos modelos foi solicitado por uma acção cíclica uniaxial enquanto que o outro modelo foi solicitado por uma acção cíclica biaxial. Para além disto, foi ainda ensaiado um outro modelo (modelo 5) que resultou de uma acção de reforço do modelo 4 após este ter sido ensaiado. Esta acção de reforço consistiu na remoção do betão danificado pela rotura por punçoamento, aplicação de uma camada de resina *epoxi* e, posteriormente, restituição do betão retirado através da adição de *grout*. Na Tabela 2-1 encontra-se o valor da tensão de rotura à compressão do betão utilizado em cada modelo bem como o seu método de ensaio.

Tabela 2-1 - Características dos modelos ensaiados por Pan e Moehle

Modelo	f_c' [MPa]	Método de ensaio
1	33	Uniaxial
2	33	Biaxial
3	31	Uniaxial
4	31	Biaxial
5	31	Biaxial

O sistema de ensaio utilizado, cujo esquema pode ser visto na Figura 2-32 e na Figura 2-33, permitiu aplicar forças horizontais segundo um eixo ou segundos dois eixos ortogonais. As condições de fronteira impostas por este sistema foram definidas com base no pressuposto de que os pontos de inflexão da deformada situam-se a meio-vão (tanto da laje como do pilar). A carga gravítica foi exercida através da deposição de blocos de chumbo na face superior da laje, posicionados de modo a simular uma carga uniformemente distribuída. As forças horizontais são aplicadas através de macacos hidráulicos ligados ao topo do pilar anexado ao modelo.

Tendo em conta a possibilidade da laje sofrer torções devido à aplicação de forças horizontais em dois sentidos, foi adicionado um sistema de barras que impede a ocorrência deste fenómeno. A rotina de carregamento horizontal utilizada encontra-se representada na Figura 2-34 e é válida tanto para ensaios uniaxiais como biaxiais. No entanto, o sistema de ensaio não permite que sejam aplicadas forças horizontais simultaneamente nas duas direcções. Como tal, as cargas horizontais foram aplicadas e aliviadas alternadamente nas duas direcções perpendiculares.

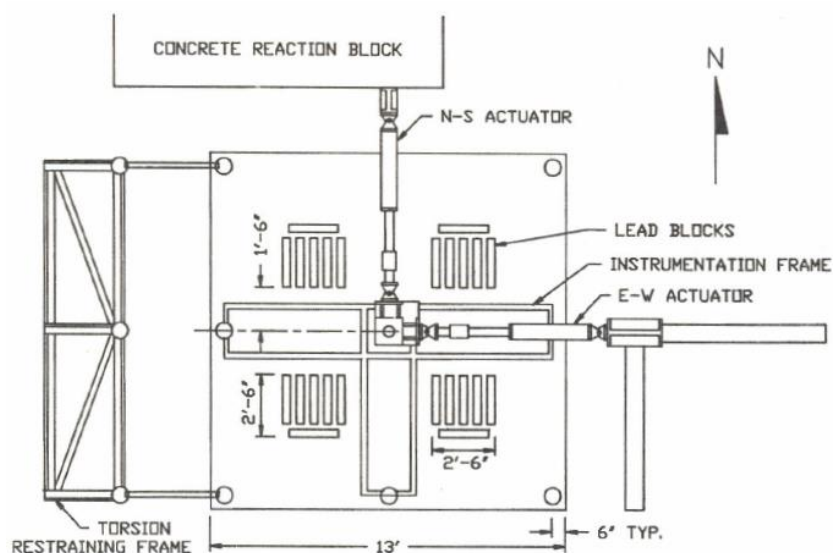


Figura 2-32 - Vista em planta do sistema de ensaio utilizado por Pan e Moehle [37]

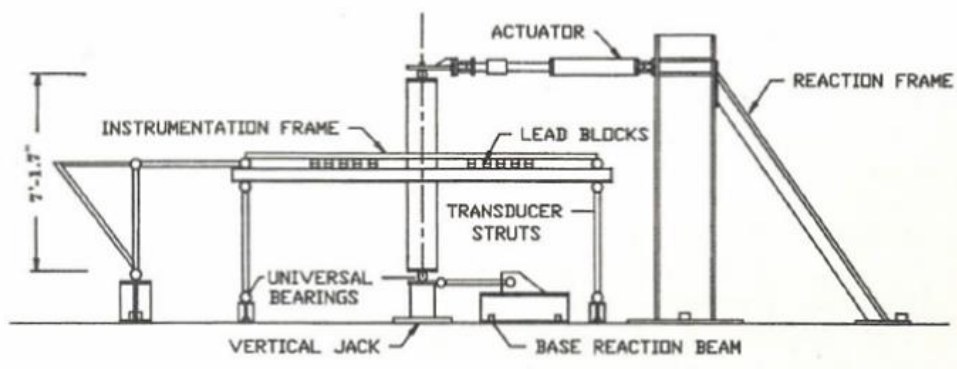


Figura 2-33 - Vista lateral do sistema de ensaio utilizado por Pan e Moehle [37]

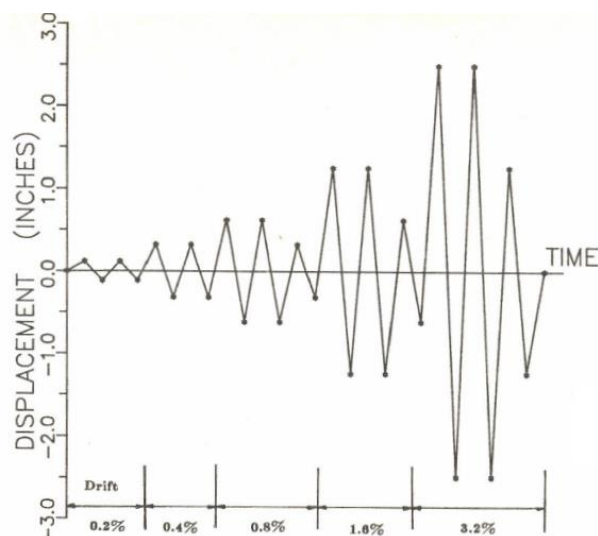


Figura 2-34 - Rotina de carregamento horizontal utilizada por Pan e Moehle [37]

Todos os modelos ensaiados foram levados à rotura por punçoamento. Foi possível observar que nos ensaios biaxiais o aumento do deslocamento numa direcção faz decrescer a resistência lateral na direcção contrária. Para além disto, observou-se que todos os modelos ensaiados biaxialmente exibiram um comportamento menos dúctil e uma menor capacidade de resistir a cargas laterais que os modelos ensaiados uniaxialmente e sujeitos à mesma carga gravítica. Exemplo disto é o caso do modelo 2 (biaxial), que registou uma perda de rigidez lateral 36% superior à do modelo 1 (uniaxial) e também um menor *drift* máximo (1.04% em oposição a 1.76%), tal como se pode ver nos diagramas histeréticos destes dois modelos na Figura 2-35, Figura 2-36 e Figura 2-37.

A influência do ensaio biaxial também foi verificada nos modelos sujeitos a uma menor carga gravítica, sendo que o modelo 4 registou uma perda de 20% da rigidez lateral (com um *drift* máximo de 3.21%), ao passo que o modelo 3 perdeu apenas 4% (com um *drift* máximo de 4.76%). Os modelos ensaiados biaxialmente também evidenciam maiores danos no betão situado junto ao pilar do que os modelos ensaiados uniaxialmente.

O valor da carga gravítica aplicada revelou ser o factor com maior influência no comportamento de lajes fungiformes quando solicitadas por forças laterais. Os modelos com menor carga gravítica mostraram melhor capacidade de suportar *drifts* elevados e perderam menos rigidez lateral que os outros modelos. Isto foi comprovado pelo facto de que a carga lateral máxima aumenta 50% e o *drift* máximo aumenta 200% do modelo 1 para o modelo 3 (ambos modelos ensaiados uniaxialmente). Esta diferença entre comportamentos foi menos acentuada entre modelos ensaiados biaxialmente.

O modelo reforçado (modelo 5) apresentou uma capacidade reduzida de resistir a forças laterais assim como menor rigidez lateral face ao modelo original (modelo 4). Ainda assim, o modelo reforçado foi capaz de atingir o mesmo *drift* que o modelo original.

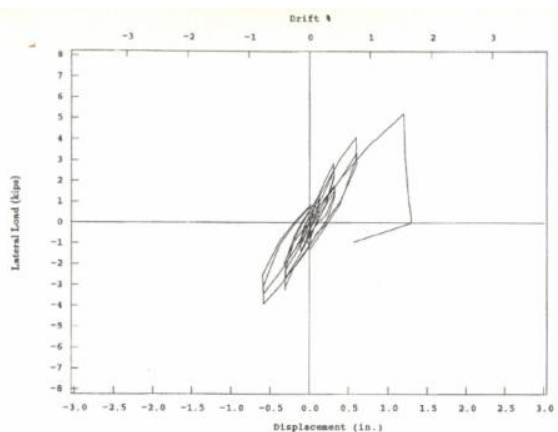


Figura 2-35 - Diagrama histerético do Modelo 2 (sentido Este-Oeste) [37]

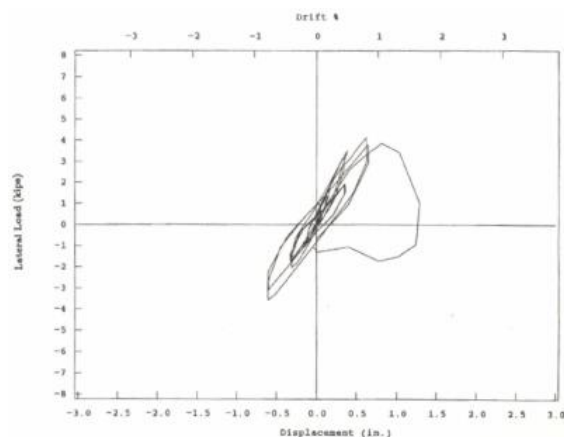


Figura 2-36 - Diagrama histerético do Modelo 2 (sentido Norte-Sul) [37]

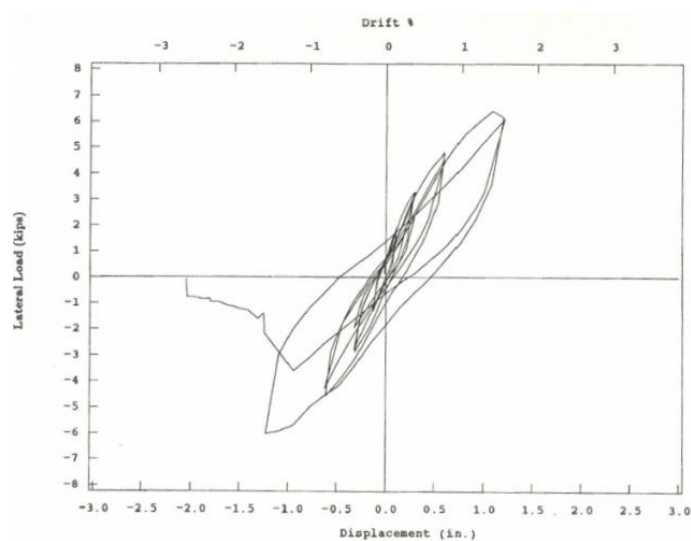


Figura 2-37 - Diagrama histerético do Modelo 1 [37]

2.4.2 ROBERTSON ET AL. (2002)

Robertson et al. [38] [39] ensaiaram quatro modelos de laje fungiforme com dimensões de 3000x3000 mm² e 114 mm de espessura (modelos reduzidos à escala 1:2), apresentando todos eles alturas úteis próximas de 95 mm. Um dos modelos não possuía armadura de punçoamento (modelo 1C), sendo esse o modelo de referência. Os outros modelos possuíam diferentes tipos de armadura de punçoamento, nomeadamente estribos (modelo 2CS), ganchos (modelo 3SL) e *studs* (modelo 4HS), tendo todos eles a mesma quantidade e pormenorização de armadura de punçoamento (disposição cruciforme da armadura com 65mm de espaçamento entre camadas). Todos os modelos apresentaram a mesma quantidade e pormenorização de armadura longitudinal, sendo que a sua percentagem geométrica na faixa central assumiu o valor de 0.70% e 0.42% na camada superior e inferior,

respectivamente. Na Tabela 2-2 encontram-se as características dos materiais utilizados na construção dos modelos.

Tabela 2-2- Características dos modelos ensaiados por Robertson et al.

Modelo	Armadura de Punçoamento	f_c' [MPa]	f_y [MPa]	f_{yw} [MPa]
1C	-	35.4		
2CS	Estribos	31.4	420	465
3SL	Ganchos	43.4		
4HS	<i>Studs</i>	38.2		

O sistema de ensaio utilizado pode ser visualizado na Figura 2-38. Numa primeira fase, os modelos foram solicitados por uma carga gravítica equivalente à soma entre o seu peso próprio e 30% da carga variável para a qual foram dimensionados. Depois, iniciou-se o carregamento cíclico onde a laje foi sujeita a cargas horizontais cíclicas. Ao atingir-se um *drift* de 5%, o modo de carregamento foi alterado para fazer face às limitações do equipamento utilizado, dando-se início à segunda fase do carregamento cíclico, onde se pode atingir um *drift* máximo de 8%. Na Figura 2-39 encontra-se a rotina de carregamento horizontal utilizada neste ensaio.

O modelo 1C (sem armadura específica) atingiu uma rotura por punçoamento após ter atingido um *drift* igual a 3.5%, assumindo um carácter repentino e frágil. Os restantes modelos, por terem armadura de punçoamento, não atingiram qualquer tipo de rotura (nem por punçoamento nem por flexão), tendo apenas perdido cerca de 15% de capacidade de resistir a cargas laterais, embora todos eles tenham atingido *drifts* de 8%. Foram registadas cedências na armadura longitudinal para *drifts* na ordem dos 2% em todos os modelos ensaiados. Por outro lado, o aço das armaduras de punçoamento nunca atingiu a cedência para qualquer um dos modelos nos quais tinham sido instaladas armaduras deste tipo. Os diagramas histeréticos relativos aos vários modelos encontram-se na Figura 2-40.

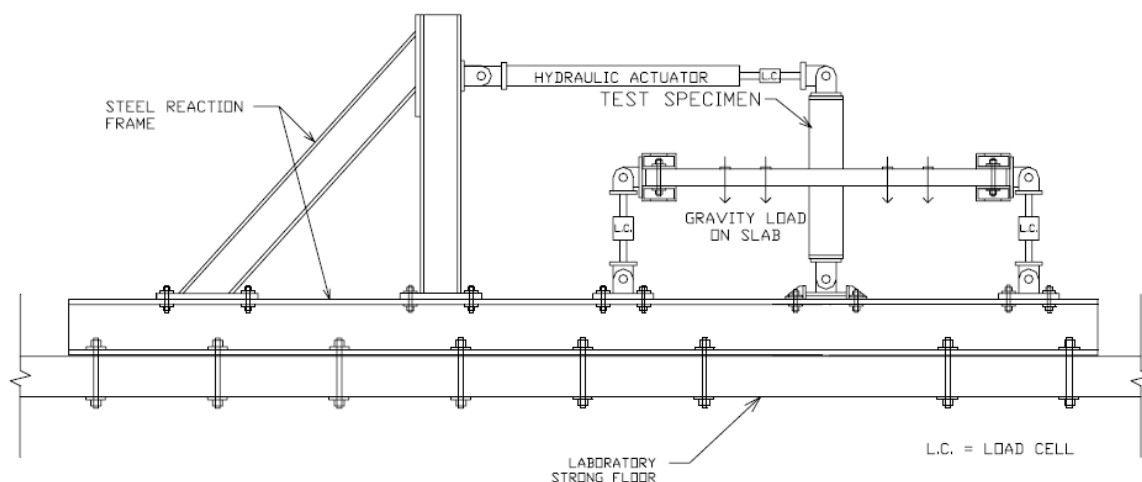


Figura 2-38 - Sistema de ensaio utilizado por Robertson et al. [39]

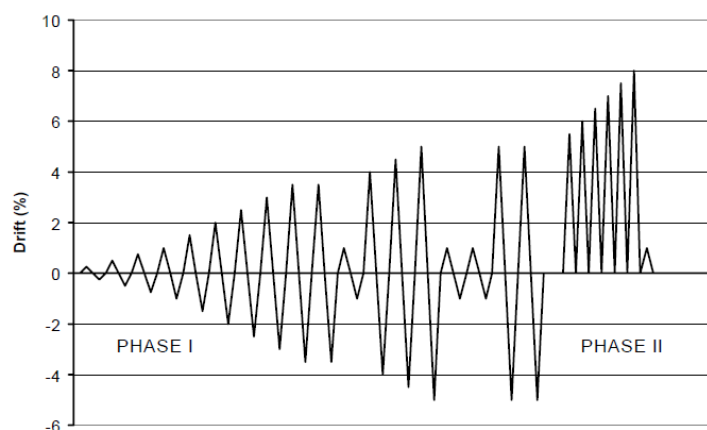


Figura 2-39 - Rotina de carregamento horizontal utilizada por Robertson et al. [39]

O diagrama histerético do modelo 1C permitiu observar uma queda brusca na rigidez lateral quando o *drift* assumiu um valor de -3,5%, o que indicou a ocorrência de rotura por punçoamento (normalmente frágil). Os modelos com armadura específica de punçoamento apresentaram maior capacidade de dissipar energia, de suportar *drifts* elevados e de resistir a cargas laterais (representando um aumento que pode chegar até aos 22% em relação a lajes sem armadura de punçoamento). Ainda assim, foi possível afirmar que os ganchos são o tipo de armadura específica que menos energia consegue dissipar e que menor carga lateral consegue suportar. Por outro lado, tanto os *studs* como os estribos conseguiram melhores comportamentos em ambos os aspectos, sendo os resultados obtidos bastante semelhantes entre si para estes dois tipos de armadura específica, o que torna os *studs* mais atractivos face aos estribos pois são mais fáceis de instalar.

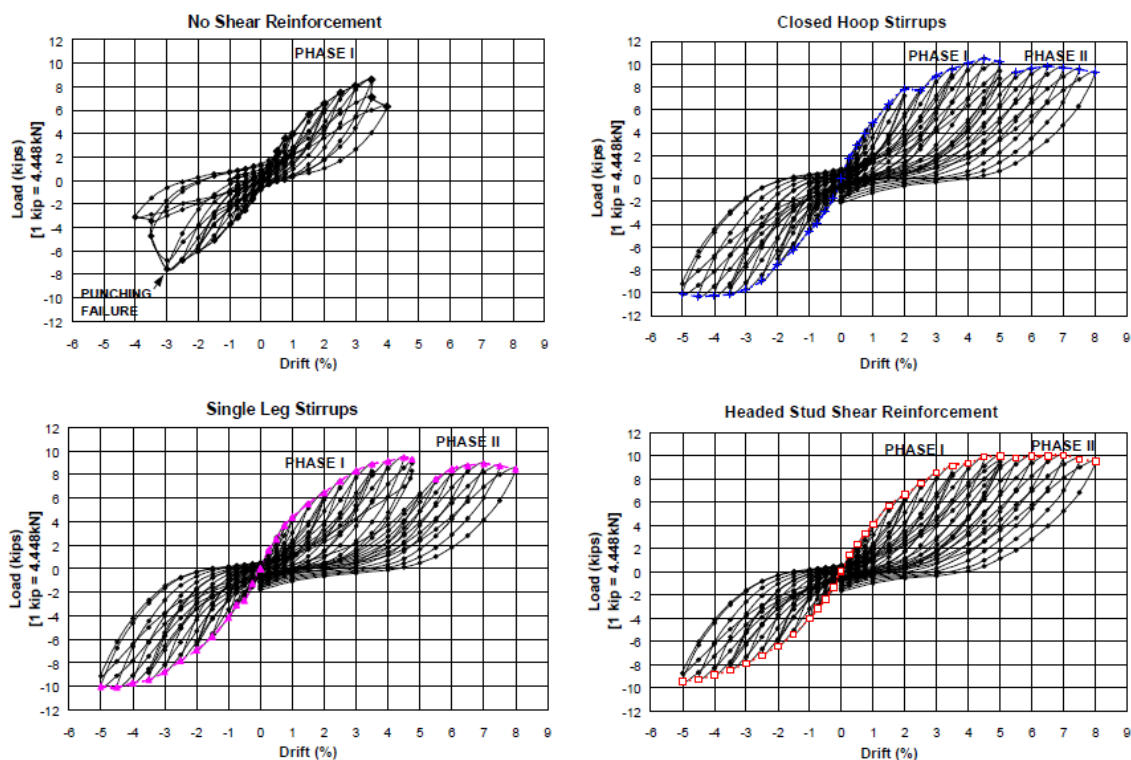


Figura 2-40 - Diagramas histeréticos resultantes dos modelos 1C, 2CS, 3SL e 4HS [39]

2.4.3 STARK ET AL. (2004)

Stark et al. [40] [41] ensaiaram quatro modelos de lajes fungiformes com dimensões de 2800x2800 mm² e 115 mm de espessura (modelos reduzidos à escala 1:2), dois dos quais foram reforçados com estribos de CFRP e outros dois sem armadura de punçoamento. Todos os modelos possuíam alturas úteis próximas de 95 mm. A quantidade e pormenorização da armadura longitudinal foram iguais em todos os modelos, sendo que a percentagem geométrica de armadura superior e inferior junto ao pilar foi, respectivamente, 1.42% e 0.51%. Os dois modelos reforçados (A4-S e B4-S) tinham estribos de CFRP dispostos de dois modos diferentes, tal como se pode ver na Figura 2-41. O modelo C-63 não tinha armadura de punçoamento e apresentava descontinuidade nos varões que atravessam o pilar. O modelo C-02 também não tinha armadura de punçoamento e foi o modelo de referência. As características dos modelos e materiais utilizados na sua construção podem ser visualizados na Tabela 2-3

Tabela 2-3 - Características dos modelos ensaiados por Stark et al. (valores médios)

Modelo	Betão			Aço			CFRP	
	f'_c [MPa]	f_t [MPa]	E_{ACI} [GPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [GPa]	f_u [MPa]	E [GPa]
A4-S / B4-S	31	3	26	453	604	200	799	71
C-02 / C-63	28	3	25	"	"	"	"	"

* $E_{ACI} = 4.7\sqrt{f'_c}$

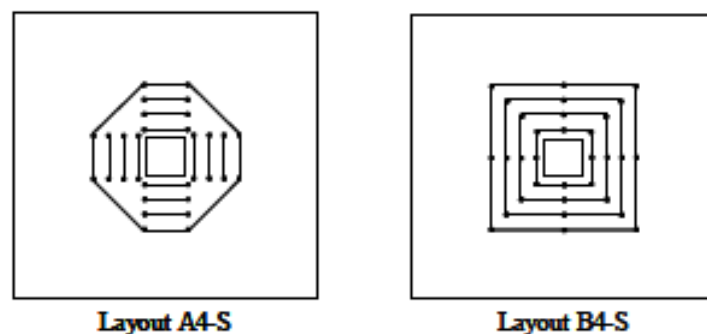


Figura 2-41 - Pormenorização dos estribos de CFRP nos modelos A4-S e B4-S [40]

Os estribos consistiram em duas tiras de CFRP com 19mm de espessura que passavam através de orifícios de modo a que estas tiras envolvessem a laje, formando assim estribos fechados nos sítios pretendidos. Após a sua colocação, as tiras foram impregnadas com resina *epoxi*, que também foi usada para preencher os orifícios onde passaram os estribos. Estes modelos só foram ensaiados após um período mínimo de cura de 3 dias.

A força gravítica aplicada dependia de modelo para modelo, tendo sido aplicada uma carga que faz com que a tensão actuante de punção seja $0.133\sqrt{f'_c}$ [MPa]. O ensaio dos modelos começou pela aplicação da carga gravítica através de macacos hidráulicos que foi mantida constante ao longo de todo o ensaio através de um *load maintainer*. Após isto, deu-se início ao carregamento horizontal cíclico, começando por ser aplicado um deslocamento horizontal correspondente a um *drift* de 0.25% que aumentou ao longo do ensaio, até se atingir no final do ensaio um *drift* de 8%. O sistema de ensaio utilizado encontra-se representado na Figura 2-42. Para além da medição da carga aplicada, também foram registados deslocamentos horizontais da laje, inclinações na zona do pilar e extensões nos estribos de CFRP.

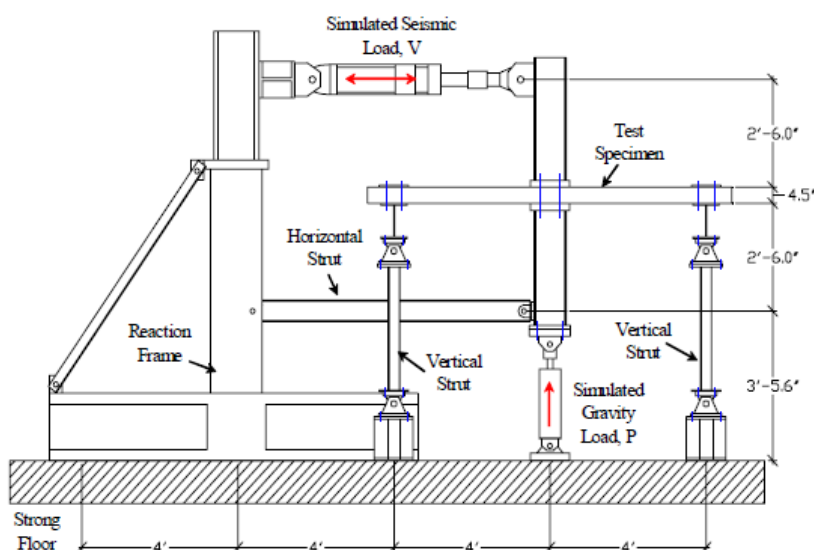


Figura 2-42 - Sistema de ensaio utilizado por Stark et al. [40]

A realização dos ensaios permitiu obter os resultados presentes na Tabela 2-4, bem como os diagramas histeréticos expostos na Figura 2-43. A adição de armadura específica permitiu a transição do modo de rotura por punçoamento para a rotura por flexão, que é um modo de rotura mais dúctil. Os *drifts* alcançados nestas lajes são quase quatro vezes maiores que o *drift* alcançado na laje C-02. Os diagramas histeréticos das várias lajes mostraram que a adição de armadura específica aumentou não só a capacidade de deformação lateral como também permitiu uma degradação mais gradual da rigidez da laje, ou seja, uma maior capacidade de dissipar energia ao longo do ensaio, o que se traduziu numa rotura com carácter mais dúctil. Por outro lado, as lajes sem armadura específica apresentaram uma degradação muito acentuada, especialmente na laje C-63 (na qual existia descontinuidade nos varões que atravessam o pilar). Além disto, a capacidade de rotação na zona do pilar também foi superior em lajes com estribos de CFRP. A comparação entre os diagramas histeréticos das lajes A4-S e B4-S permitiu concluir que a pormenorização dos estribos da laje B4-S foi mais eficaz.

Tabela 2-4 - Resumo dos resultados obtidos por Stark et al.

Modelo	Modo de Rotura	Drift Máximo [%]	Força Lateral Máxima [kN]
C-02	Punçoamento	2.44	-
C-63	Punçoamento	2.26	-
A4-S	Flexão	8.3	41.5
B4-S	Flexão	8.3	48

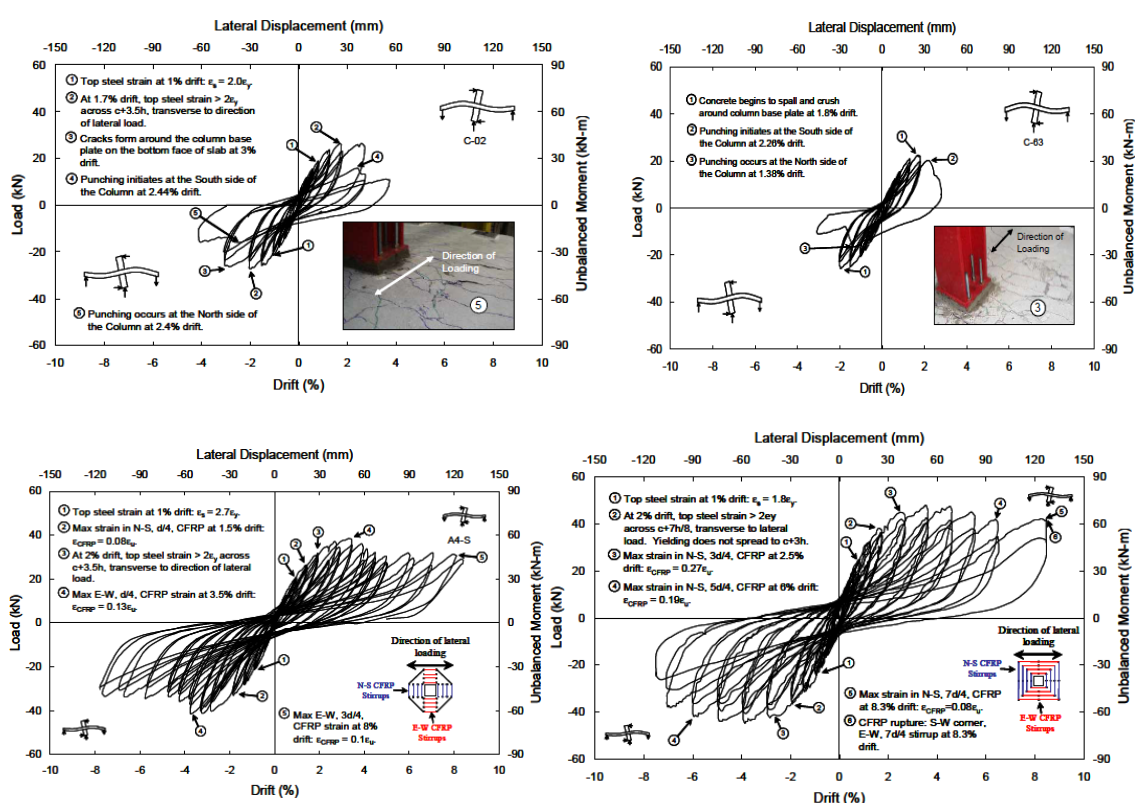


Figura 2-43 - Diagramas histeréticos dos modelos C-02, C-63, A4-S e B4-S [40]

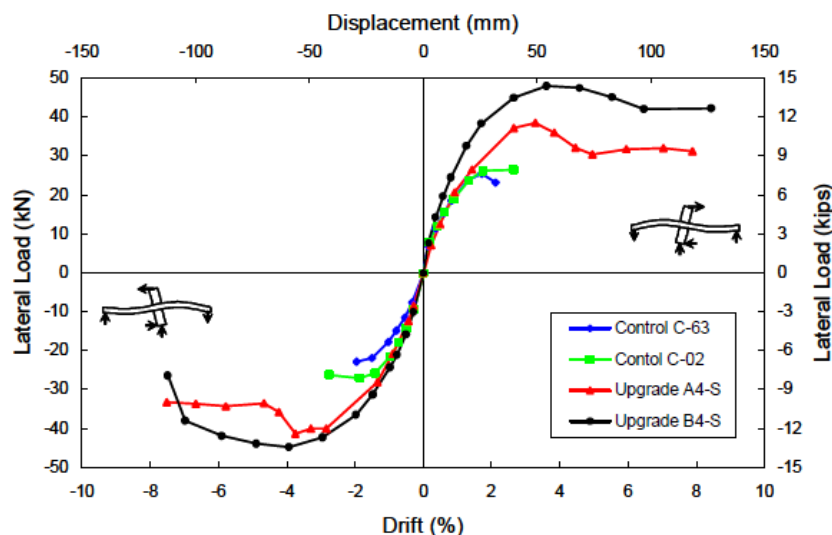


Figura 2-44 – Envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos ensaiados [40]

2.4.4 Bu (2008)

Bu [42] ensaiou um total de nove modelos de lajes fungiformes com dimensões de $1800 \times 1800 \text{ mm}^2$ e 120 mm de espessura, simulando um troço de laje relativo a um pilar central com dimensões de $200 \times 200 \text{ mm}^2$. Todos os modelos possuíam a mesma altura útil, que foi igual a 90 mm. Os modelos foram divididos em duas séries: a série I, à qual pertenciam os modelos SW1 a SW5, e a série II, à qual pertenciam os modelos SW6 a SW9. A série I ainda se dividia em dois grupos: o grupo 1 (SW1, SW2 e SW3) e o grupo 2 (SW4 e SW5). Na Figura 2-45 encontra-se a representação esquemática dos vários modelos, podendo-se também observar que os modelos da série II apresentavam orifícios junto ao pilar (com dimensões de $150 \times 150 \text{ mm}^2$). Em cada grupo existia um modelo de referência sem armadura de punçoamento. Os restantes modelos de cada grupo possuíam parafusos como armadura de punçoamento, podendo estes terem uma disposição cruciforme ou radial.

A percentagem geométrica de armadura longitudinal superior era igual a 1.2% e a inferior era igual a 0.6% (faixa central). Na Tabela 2-5 apresentam-se as características do betão utilizado na construção de cada modelo e na Tabela 2-6 apresentam-se as características dos varões e parafusos utilizados.

O sistema de ensaio utilizado pode ser visto na Figura 2-46. O ensaio começou pela aplicação da força gravítica a uma velocidade de 20KN por minuto até ao valor desejado (110KN para os modelos SW1-SW3 e 160KN para os modelos SW4-SW9), sendo mantida constante posteriormente. Depois, iniciou-se o carregamento cíclico no qual foram aplicadas forças horizontais aos troços de pilar pertencentes às lajes. Para cada deslocamento alvo foram repetidos três ciclos. Este procedimento repete-se até se atingir um *drift* de 8%.

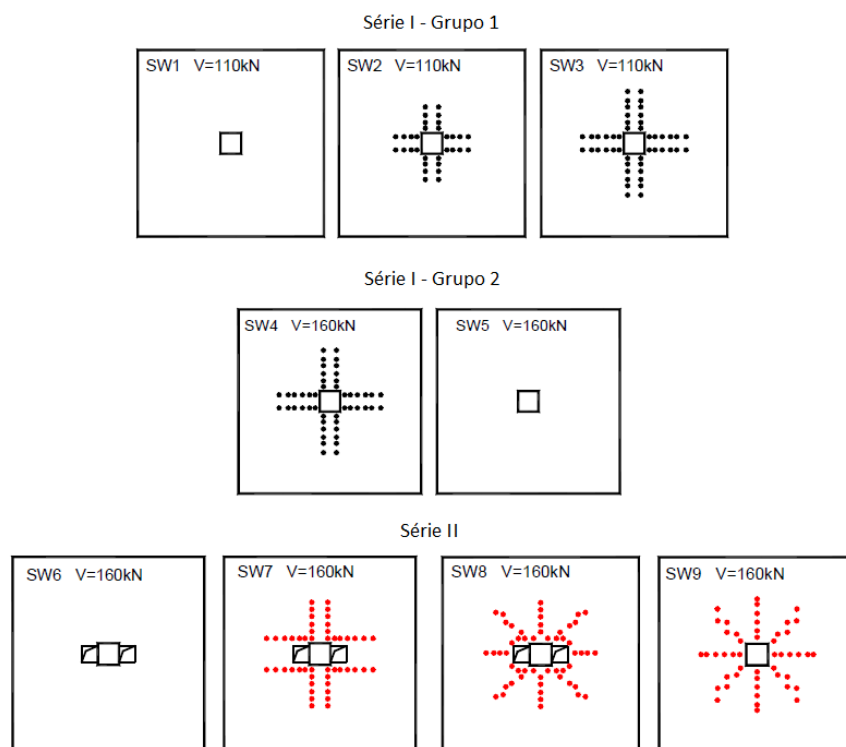


Figura 2-45 - Esquema de pormenorização dos modelos ensaiados por Bu [42]

Tabela 2-5 - Características do betão dos modelos ensaiados por Bu

Modelo	f_c' [MPa]	f_t [MPa]
SW1	37.0	2.86
SW2	34.6	2.86
SW3	33.7	2.86
SW4	46.5	3.10
SW5	45.0	3.10
SW6	46.5	3.10
SW7	51.9	3.40
SW8	51.9	3.40
SW9	51.9	3.40

Tabela 2-6 - Características dos varões e parafusos utilizados nos modelos ensaiados por Bu

	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Aço - Lote 1	467	670
Aço - Lote 2	477	596
Parafusos	369	494

A realização dos ensaios permitiu obter os resultados expostos na Tabela 2-7. Como os modelos da série II possuíam orifícios junto ao pilar, os dados apresentados são relativos apenas ao momento flector máximo registado. Pela mesma razão, os diagramas hysteréticos desta série relacionam valores de momento flector com *drifts* alcançados. Tendo isto em conta, serão apresentados apenas os diagramas hysteréticos relativos à série I na Figura 2-47.

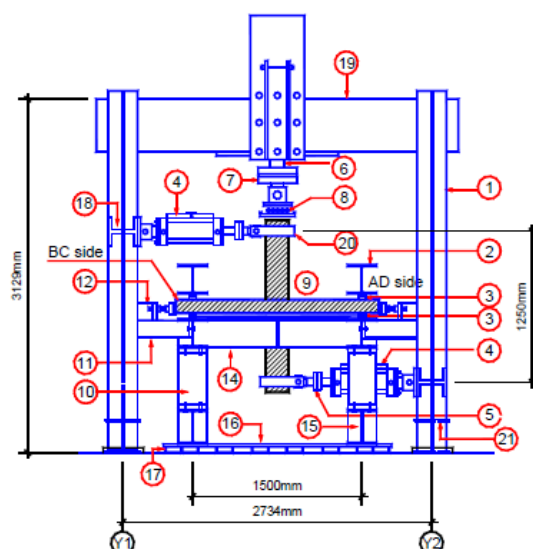


Figura 2-46 - Sistema de ensaio utilizado por Bu [42]

Tabela 2-7- Resumo dos resultados obtidos por Bu

Modelo	<i>Drift</i> máximo [%]	Força lateral máxima [kN]	Momento flector máximo [kNm]
SW1	2.65	51.79	-
SW2	5.74	60.44	-
SW3	4.27	61.57	-
SW4	4.5	74.89	-
SW5	2.74	52.04	-
SW6	1.31	-	52.28
SW7	2.88	-	56.59
SW8	2.77	-	63.58
SW9	4.08	-	92.23

Os resultados obtidos mostraram uma vez mais que a utilização de armadura de punçoamento aumenta o valor do *drift* máximo, da carga lateral máxima, da energia dissipada ao longo do ensaio e uma perda de rigidez menos acentuada, conduzindo a uma rotura mais dúctil. No grupo 1, o modelo que conseguiu atingir o maior *drift* foi o SW2, ainda que fosse ultrapassado pelo SW3 na carga lateral máxima (ainda que por pouco), o que pode indicar que o número extra de parafusos no modelo SW3 possa ser desnecessário. Numa comparação entre modelos de diferentes grupos ainda que pertencentes à série I (diferindo na resistência do betão e na carga gravítica aplicada), foi possível observar que o modelo SW5 apresentou ligeiramente melhores resultados que o modelo SW1, o que pôde ser explicado pela maior resistência do betão deste modelo, ainda que este factor tenha sido contrariado pela força gravítica mais elevada. O mesmo se passou entre os modelos SW3 e SW4, que apresentaram a mesma pormenorização de armadura de punçoamento, embora o modelo SW4 tenha prevalecido tanto em *drift* como em carga lateral máxima. Quanto à série II, os resultados do modelo SW6 mostraram claramente que a existência de orifícios junto ao pilar reduz a

capacidade resistente da laje, visto que o valor de *drift* máximo atingido é inferior a outros modelos sem armadura de punçoamento (SW1 e SW5). O mesmo se passa com os restantes modelos da série II. A semelhança entre os resultados dos modelos SW7 e SW8 indicou que a disposição dos parafusos (radial ou cruciforme) não influenciou o comportamento da laje quando esta fora solicitada a cargas cíclicas. Ainda assim, foi possível destacar o modelo SW9 como sendo o modelo com melhores resultados da série II.

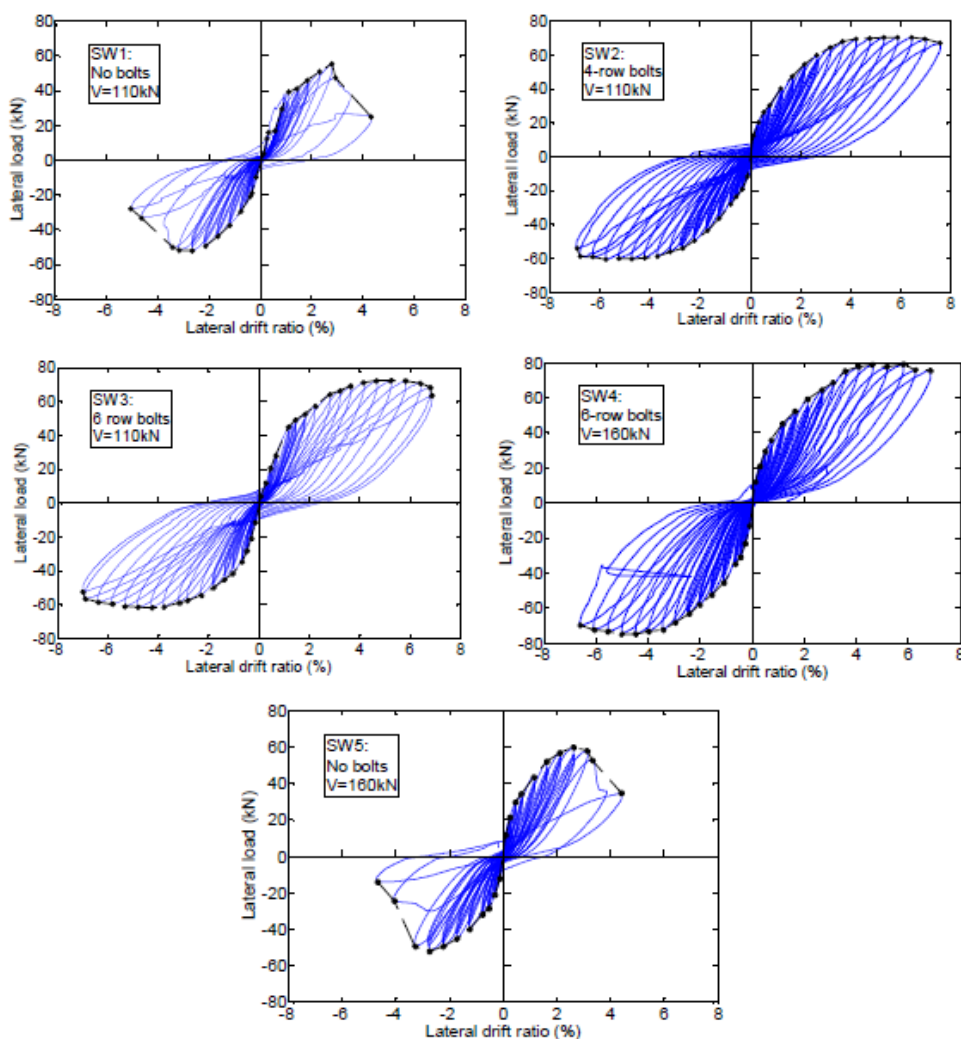


Figura 2-47- Diagramas histeréticos dos modelos ensaiados por Bu [42]

2.4.5 VAZ ET AL. (2009)

Vaz et al. [43] ensaiaram nove modelos de laje com dimensões de 1800x1800 mm² e espessura de 130 mm. Todos os modelos possuíam uma percentagem geométrica de armadura longitudinal superior igual a 1.38%. Dentro destes nove modelos, dois deles eram de referência e os restantes possuíam armadura específica na forma de *studs*. As principais

variáveis entre modelos foram o número de camadas de armadura de punçoamento, a área de armadura por camada e o diâmetro de cada *stud*. Desta forma, os modelos foram organizados em dois grupos. Os modelos do primeiro grupo tinham igual número de linhas de armadura específica e a mesma área de armadura por camada mas diferiam no número de camadas. Os modelos do segundo grupo possuíam três camadas de armadura mas diferiam no número de linhas de armadura e na área de armadura por camada. O objectivo principal deste conjunto de ensaios foi estabelecer a quantidade mínima de armadura de punçoamento a instalar de forma a evitar uma rotura frágil quando se utilizam *studs*, o que implica que a fenda de corte tenha necessariamente que atravessar as camadas de armadura específica. O sistema de ensaio utilizado pode ser observado na Figura 2-48. Este sistema permitiu carregar os modelos monotonicamente até que estes atinjam a rotura. Este sistema de ensaio usou uma chapa metálica circular com 150 mm de diâmetro para simular o pilar.

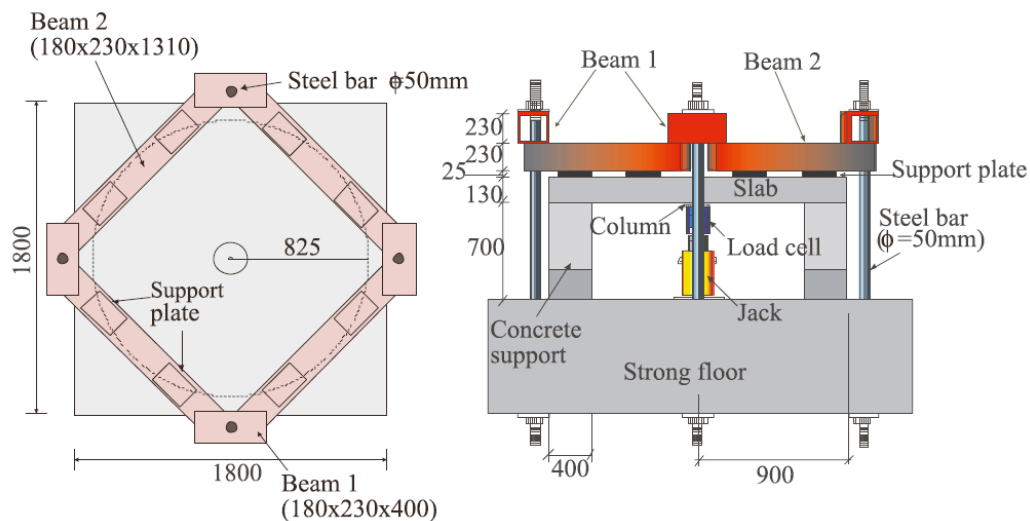


Figura 2-48 - Sistema de ensaio utilizado por Vaz et al. [43]

Tabela 2-8 - Características dos modelos ensaiados por Vaz et al.

				Armadura de Punçoamento				
	Modelos	f_c' [MPa]	d [mm]	Linhas	Camadas	Φ [mm]	A_{sw} por camada [mm2]	f_{yw} [MPa]
Grupo 1	L1	39	83	-	-	-	-	-
	L2	39	89	8	2	5	157	624
	L3	39	87	8	3	5	157	624
	L4	39	89	8	4	5	157	624
Grupo 2	L1-A	38.7	92	-	-	-	-	-
	L6	38.9	91	4	3	4.2	55	708
	L7	39.1	89	5	3	4.2	69	708
	L8	39.2	90	5	3	4.2	69	708
	L9	39.4	91	6	3	4.2	83	708

De modo a quantificar a relação entre a carga última de punçoamento e a acção exercida pela armadura específica, os autores introduziram o factor k , que consiste no quociente entre a força efectiva da armadura de punçoamento dentro do cone de punçoamento admitido e a carga última de punçoamento do modelo de referência. Foi observado que as lajes do Grupo 1 apresentaram roturas por punçoamento exteriores à zona de armadura específica e as lajes do Grupo 2 apresentaram roturas por punçoamento que atravessam a zona de armadura específica. Através dos valores da Tabela 2-9 foi também possível inferir que a fenda de corte atravessava as armaduras de punçoamento quando a laje tinha um factor k inferior a 0.7.

Tabela 2-9 - Resumo dos resultados obtidos por Vaz et al.

	Modelos	$(A_{sw}f_{yw})_{ef}$ [kN]	P_u [kN]	k
Grupo 1	L1	-	203	-
	L2	196	321	0.69
	L3	294	325	1.03
	L4	294	357	1.03
	L1-A	-	286	-
Grupo 2	L6	78	300	0.27
	L7	147	303	0.51
	L8	98	309	0.34
	L9	118	315	0.41

A ocorrência de roturas exteriores à zona de armadura específica foi normalmente associada a maiores quantidades deste tipo de armadura. Mesmo tendo um modo de rotura diferente do pretendido, as lajes do Grupo 1 apresentaram maior capacidade de rotação que as lajes do Grupo 2, o que se deveu ao facto de terem maior quantidade de armadura de punçoamento.

Desta forma, os autores indicaram que a quantidade de armadura mínima de punçoamento a adoptar de modo a evitar as roturas frágeis comuns nas lajes sem armadura de punçoamento podia ser obtida através do factor k , permitindo ainda garantir que a fenda de corte atravessa a zona de armadura específica. Para tal, os autores afirmaram que a quantidade mínima de armadura de punçoamento deve estar associada a um factor k que varia entre 0.5 e 0.6 (em lajes com características semelhantes às lajes testadas). Para esta gama de valores de k é possível obter um aumento de 10% na carga última de punçoamento e um aumento de 30% na capacidade de rotação da laje.

2.4.6 PARK ET AL. (2012)

Park et al. [44] ensaiaram doze modelos de lajes fungiformes com dimensões de 3000x3000 mm² em planta e 135mm de espessura (modelos à escala 1:2), representando um

troço interior da laje (pilar interior com 300x300 mm²). Os modelos possuíam todos a mesma altura útil, que assumia o valor de 114 mm. Existiram dois parâmetros que variavam de modelo para modelo: a resistência do betão e o tipo de armadura de punçoamento instalada. Um destes tipos de armadura específica foi a *Lattice Shear Reinforcement*, que consistia em dois varões que podem ser incluídos na camada superior e inferior de armadura longitudinal, estando estes ligados por vários varões inclinados que formam um padrão de cruzes (daí o nome *Lattice*). Fizeram-se dois tipos de pormenorização com esta armadura de punçoamento, uma delas em que a armadura foi disposta na direcção transversal e outra em que foi disposta na direcção longitudinal da laje. As outras armaduras de punçoamento foram instaladas com uma disposição cruciforme. Na Tabela 2-10 encontra-se um resumo dos modelos ensaiados e das suas características. Na Figura 2-49 encontram-se representados os tipos de armadura específica utilizada.

Tabela 2-10 - Características dos modelos ensaiados por Park et al.

Modelo	Armadura Específica	f_c' [MPa]	A_{sw} [mm ²]	f_{yw} [MPa]
RC-A	-	-	-	-
ST-A	Estribos	22.5	28.26	628
SB-A	<i>Shear Bands</i>		90	321
SR-A	<i>Stud Rail</i>		78.54	500
LR-A1	<i>Lattice Shear Reinforcement (longitudinal)</i>		38.48	542
LR-A2	<i>Lattice Shear Reinforcement (transversal)</i>		38.48	542
RC-B	-	-	-	-
ST-B	Estribos	38.7	28.26	628
SB-B	<i>Shear Bands</i>		90	321
SR-B	<i>Stud Rail</i>		78.54	500
LR-B1	<i>Lattice Shear Reinforcement (longitudinal)</i>		38.48	542
LR-B2	<i>Lattice Shear Reinforcement (transversal)</i>		38.48	542

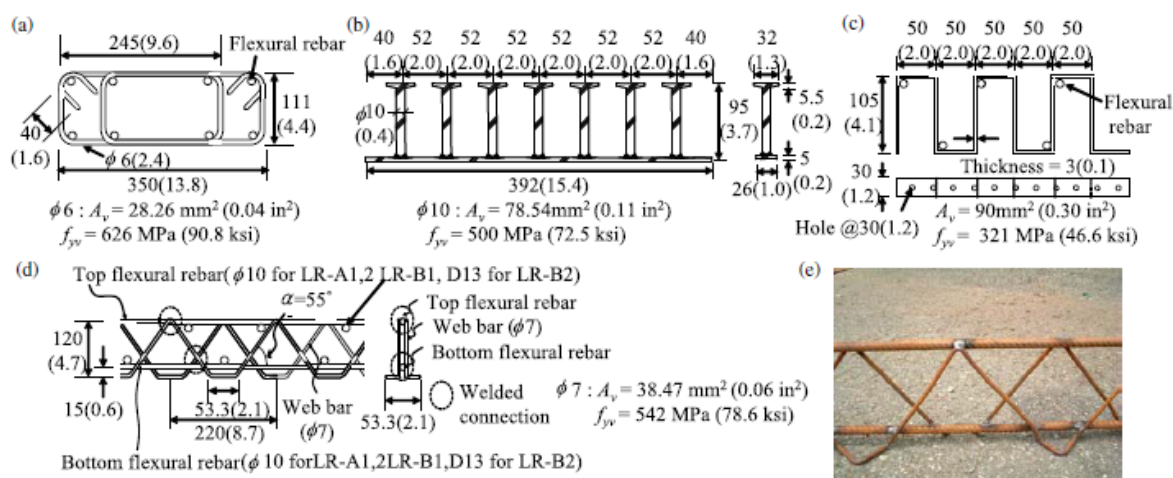


Figura 2-49 - Tipos de armadura específica de punçoamento utilizadas nos modelos [44]

O ensaio dos modelos começou pela aplicação de uma força gravítica que fez com que a tensão actuante de punçoamento fosse igual a $0.133\sqrt{f'_c}$ (excepto nos modelos ST-A e LR-B2, nos quais foi aplicada uma carga gravítica que provocou uma tensão actuante de punçoamento igual $0.18\sqrt{f'_c}$). Após isto, a carga vertical foi mantida à medida que se foram aplicando forças laterais à laje. Para cada deslocamento foram efectuados três ciclos de carga horizontal. O sistema de ensaio encontra-se representado na Figura 2-50.



39

ductilidade assim como conferiu uma melhor capacidade de dissipar energia. Na série A, as lajes LR-A1 e SB-A foram as que apresentaram uma dissipação mais gradual de energia. Na série B, os comportamentos das várias lajes com armadura específica tenderam a ficar mais semelhantes entre si, embora a laje SB-B tenha conseguido atingir o maior *drift* e as lajes LR-B1 e LR-B2 tenham conseguido dissipar entre 40 a 50% mais energia que as outras.

Tabela 2-11 - Resumo dos resultados obtidos por Park et al.

Modelo	<i>Drift</i> máximo [%]	M_{exp} [KNm]
RC-A	1.5	64.5
ST-A	3.0	66.1
SB-A	5.1	96.7
SR-A	4.0	98.9
LR-A1	7.0	132.2
LR-A2	4.9	130.4
RC-B	1.6	70.5
ST-B	3.2	93.8
SB-B	6.5	86.8
SR-B	5.1	77.1
LR-B1	4.7	129.1
LR-B2	3.6	152.0

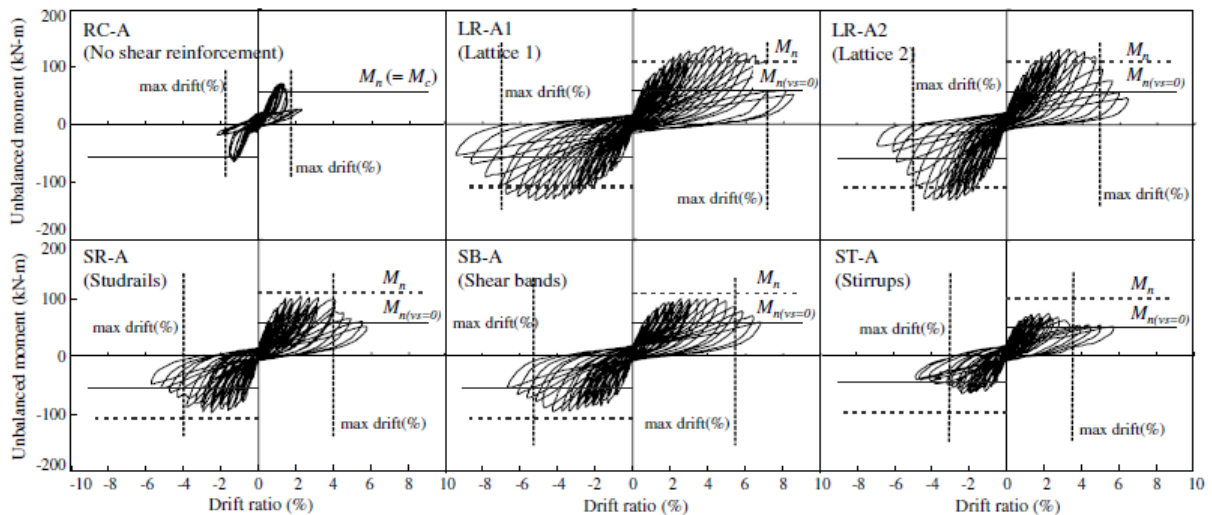


Figura 2-51 - Diagramas histeréticos dos modelos da Série A [44]

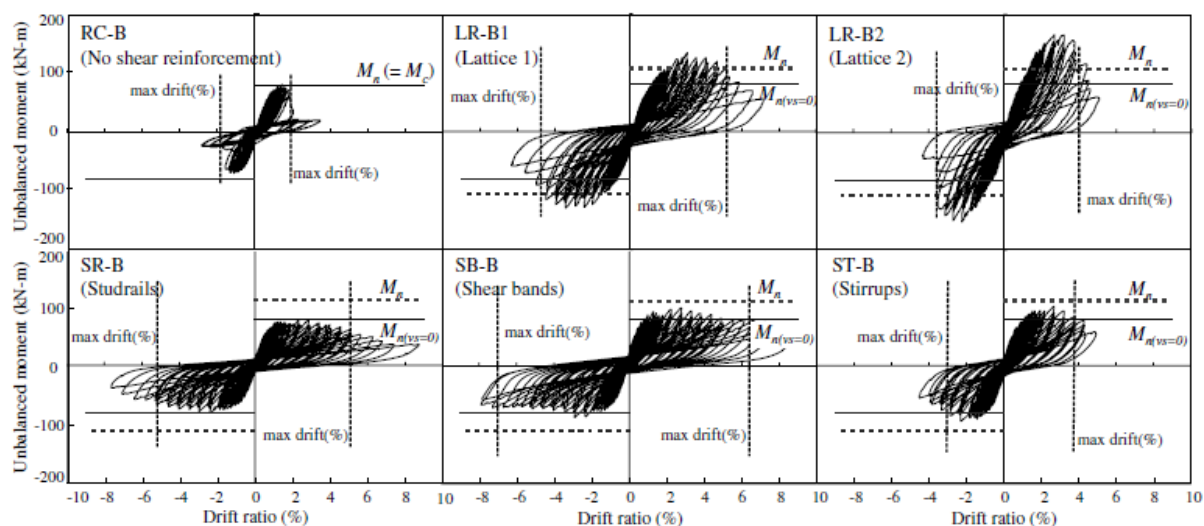


Figura 2-52 - Diagramas histeréticos dos modelos da Série B [44]

2.4.7 ALMEIDA ET AL. (2014)

Almeida et al. [45] ensaiaram quatro modelos de laje fungiforme com dimensões de 4150x1850 mm² e 150 mm de espessura. Os modelos ensaiados eram semelhantes entre si, apresentando uma percentagem geométrica de armadura longitudinal superior igual a 0.96% na zona do pilar. Nenhum dos modelos possuía qualquer tipo de armadura de punçoamento. A tensão de cedência do aço utilizado nas armaduras longitudinais era igual a 532.9 MPa (varões $\phi 10$) e 534.6 MPa (varões $\phi 12$). As características dos materiais utilizados na construção dos modelos encontram-se expostas na Tabela 2-12.

A realização deste conjunto de ensaios teve como objectivo estudar a influência do tipo de carregamento horizontal (seja ele cíclico ou monotónico) e da quantidade de carga gravítica na capacidade de deformação lateral deste tipo de lajes. Como tal, um dos modelos (E-50) foi solicitado por uma carga gravítica equivalente a 50% da sua tensão de resistência ao punçoamento prevista pelo EC2, tendo sido posteriormente solicitado por uma carga lateral que aumentava até se dar a rotura do modelo. Cada um dos restantes modelos foi sujeito a uma carga gravítica equivalente a uma dada percentagem da sua tensão de resistência ao punçoamento segundo o EC2 (30% para o C-30, 40% para o C-40 e 50% para o C-50) e foram posteriormente solicitados por uma força horizontal cíclica cujo valor varia de acordo com a rotina de carregamento horizontal representada na Figura 2-53. Estas informações encontram-se resumidas na Tabela 2-12.

O sistema de ensaio utilizado pode ser visualizado na Figura 2-54. A carga gravítica foi aplicada através de quatro macacos hidráulicos e a carga horizontal foi aplicada através de um actuador ligado ao topo de um pilar metálico anexado ao modelo. As características deste sistema de ensaio serão exploradas com maior detalhe no Capítulo 3.

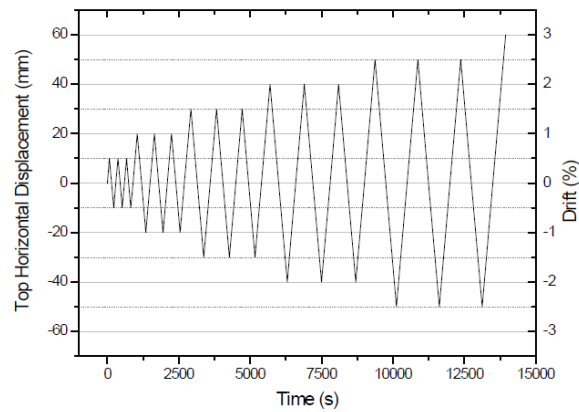


Figura 2-53 - Protocolo de carregamento horizontal utilizada por Almeida et al. [45]

Tabela 2-12 - Características dos modelos ensaiados por Almeida et al.

Modelo	f_{cm} [MPa]	d [mm]	Carga Horizontal
E-50	45.3	117.6	Monotónica
C-50	38.9	118.4	Cíclica
C-40	42.2	118.3	Cíclica
C-30	49	117.9	Cíclica



Figura 2-54 - Sistema de ensaio utilizado por Almeida et al. [45]

Ao ser ensaiado, o modelo E-50 foi levado à rotura por punçoamento ao atingir 1,8% de *drift*. Observou-se que o momento provocado pela aplicação da força horizontal teve maior influência na imediação do pilar. Por outro lado, os modelos ensaiados ciclicamente mostraram que quanto menor era a carga gravítica maior era a capacidade de redistribuir o momento desequilibrado, ou seja, a tensão instalada nas armaduras longitudinais era mais uniforme ao longo do modelo. Adicionalmente, quanto menor era a carga gravítica, maior era o *drift* alcançado antes da rotura por punçoamento, tal como pode ser observado nos diagramas histeréticos presentes na Figura 2-55, Figura 2-56 e Figura 2-57.

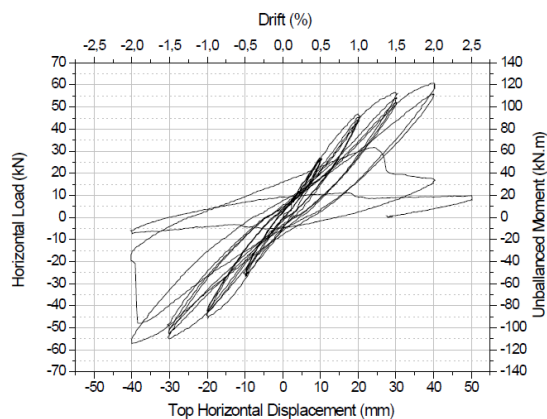


Figura 2-55 - Diagrama histerético do modelo C-30 [45]

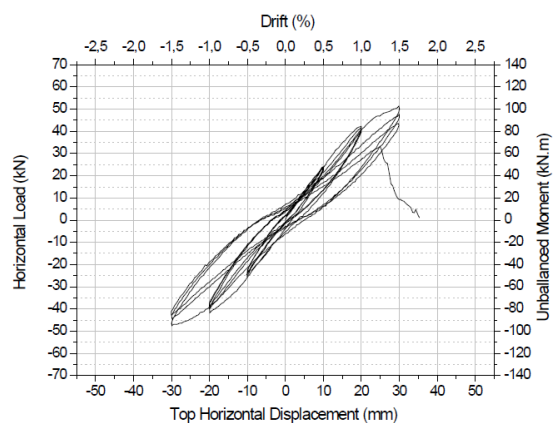


Figura 2-56 - Diagrama histerético do modelo C-40 [45]

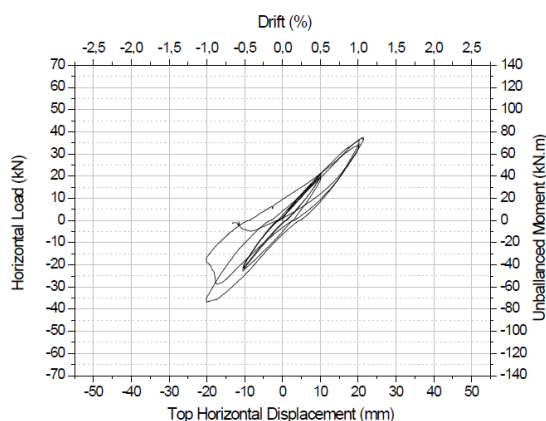


Figura 2-57 - Diagrama histerético do modelo C-50 [45]

Ao comparar-se os dois tipos de ensaio, foi possível concluir que a aplicação de uma força horizontal cíclica era mais prejudicial para a integridade da ligação pilar-laje do que uma força horizontal aplicada monotonicamente. Isto pôde ser comprovado pelo facto de que os deslocamentos verticais registados na rotura por punçoamento do modelo E-50 (para um *drift* de 1,8%) foram iguais aos registados no modelo C-50 quando este ainda só tinha atingido um *drift* igual a 0.5%. A realização dos ensaios cíclicos também permitiu observar que ocorre maior perda de rigidez na transição entre *drifts* com diferentes amplitudes do que na transição entre ciclos do mesmo *drift*. De modo geral, os modelos ensaiados ciclicamente apresentaram uma baixa capacidade de dissipar energia, sendo esta desprezável até 1,0% de *drift*. O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente não foi além dos 10% em qualquer um dos modelos, o que indicou que estes assumem um comportamento quase elástico.

2.5 NORMAS

De seguida serão apresentadas as regras de cálculo da capacidade resistente de lajes fungiformes face ao punçoamento preconizadas pelas principais normas a nível mundial, nomeadamente o Eurocódigo 2, o ACI318M-11 e o Model Code 2010.

2.5.1 EUROCÓDIGO 2

Este regulamento [22] considera que a resistência ao punçoamento deverá ser primeiramente verificada num perímetro de controlo u_1 no caso das lajes fungiformes sem armadura de punçoamento. O perímetro de controlo u_1 depende, entre outros factores, das características geométricas do pilar, da sua localização em planta e da existência de orifícios nas imediações do mesmo. Caso seja necessária a aplicação de armaduras de punçoamento, esta verificação terá que ser feita na vizinhança do pilar (perímetro de controlo u_0) e num outro perímetro $u_{out,ef}$ a partir do qual já não é necessária armadura de punçoamento.

Na Figura 2-58 encontram-se exemplos do traçado do perímetro de controlo u_1 para diferentes tipos de pilares.

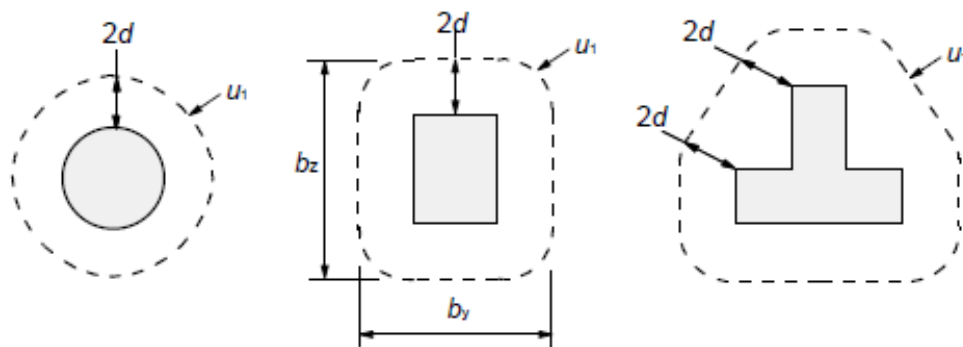


Figura 2-58 – Traçado do perímetro de controlo u_1 segundo o EC2 [22]

A verificação da segurança ao punçoamento faz-se através da comparação entre duas tensões: a tensão de punçoamento actuante (v_{Ed}) e a tensão de punçoamento resistente, que engloba a resistência máxima ao punçoamento ($v_{Rd,max}$), a resistência sem armaduras específicas ($v_{Rd,c}$) e a resistência com armaduras específicas ($v_{Rd,cs}$).

A tensão de punçoamento actuante pode ser calculada através da Equação 2.4.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.4)$$

Em que:

- V_{Ed} é o esforço transversal actuante;
- d é a altura útil média da laje, calculada por $(d_y + d_z)/2$, na qual d_y e d_z são as alturas úteis da secção de controlo nas direcções y e z, respectivamente;
- β é o coeficiente que permite ter em consideração a excentricidade do carregamento, podendo ser obtido através da equação 2.5.

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.5)$$

Na qual:

- u_1 é o perímetro do primeiro perímetro de controlo;
- k é o coeficiente que depende da relação entre C_1 e C_2 , que são as dimensões do pilar paralela e perpendicular à excentricidade da carga, respectivamente, podendo assumir os valores presentes na Tabela 2-13;
- W_1 corresponde a uma distribuição de tensões tangenciais, que para pilares rectangulares pode ser calculada através da Equação 2.6.

Tabela 2-13 - Valores de k

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4 C_2 d + 16 d^2 + 2 \pi d C_1 \quad (2.6)$$

A resistência ao punçoamento de uma laje sem armaduras de punçoamento é calculada através da Equação 2.7.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (2.7)$$

Em que:

- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão [MPa];
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ é um factor que tem em conta o efeito de escala, com d em milímetros;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$ é a percentagem geométrica de armadura na qual ρ_{ly} e ρ_{lz} referem-se às armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z , respectivamente. Estes valores devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;
- $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$ é a tensão normal no betão, na qual σ_{cy} e σ_{cz} são as tensões normais no betão na secção crítica nas direcções y e z , respectivamente, causadas por acções exteriores ou pré-esforço (em MPa, positivas se forem de compressão), ou seja $\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ e $\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$, sendo $N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$ os esforços normais na secção de controlo e A_{cy} e A_{cz} as áreas associadas a associadas a estes esforços na direcções y e z , respectivamente;
- $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ no qual $\gamma_c = 1.5$;
- $k_1 = 1$;
- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$;

A resistência ao punçoamento de uma laje com armaduras de punçoamento é calculada através da Equação 2.8.

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5(d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (2.8)$$

Em que:

- A_{sw} é a área de um perímetro e armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm²];
- s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];
- $f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$ [MPa], com d em milímetros;
- α é o ângulo entre armadura de punçoamento e o plano da laje.

O perímetro de controlo para o qual deixa de ser necessária armadura de punçoamento pode ser calculado através da Equação 2.9:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (2.9)$$

Na vizinhança do pilar, a tensão de resistência ao punçoamento é limitada pelo valor de $v_{Rd,max}$, tal como indicado na Equação 2.10 (na qual u_0 representa o perímetro do perímetro de controlo do pilar). O valor de $v_{Rd,max}$ pode ser calculado através da Equação 2.11.

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (2.10)$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 \nu f_{cd} \quad (2.11)$$

Em que $\nu = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

A quantidade mínima de armadura de punçoamento preconizada pelo Eurocódigo pode ser obtida através da Equação 2.12.

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1.5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot s_t} \geq 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.12)$$

Na qual:

- $A_{sw,min}$ é área mínima de um ramo de armadura de punçoamento;
- s_t é o espaçamento entre estribos na direcção tangencial.

2.5.2 ACI 318M-11

Esta norma [21], à semelhança do Eurocódigo 2, também considera a verificação da capacidade resistente num perímetro situado em torno do pilar, neste caso tratado como secção crítica. Este perímetro encontra-se a uma distância das faces do pilar igual a metade da altura útil da laje. Alguns exemplos do traçado da secção crítica segundo este regulamento encontram-se na Figura 2-59.

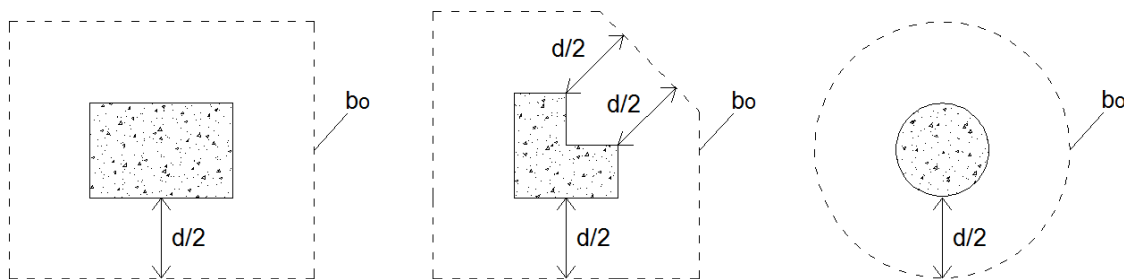


Figura 2-59 - Traçado da secção crítica segundo o ACI 318M-11

A resistência ao punçoamento em lajes fungiformes sem armadura específica pode ser obtida pelo menor valor das seguintes equações:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_0 d \quad (2.13)$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_0 d \quad (2.14)$$

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f_c'} b_0 d \quad (2.15)$$

Nas quais:

- V_c é o valor da parcela da resistência ao punçoamento relativa ao betão;
- β é a razão entre os lados maior e menor do pilar;
- λ é um factor que tem em conta o uso de betão leve ($\lambda = 1$ para betões normais);
- f_c' é o valor característico da tensão de rotura do betão á compressão (MPa);
- b_0 é o perímetro da secção crítica [mm];
- d é a altura útil da laje [mm];
- α_s é um factor que tem em conta a localização do pilar em planta, tomando o valor de 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.

Caso se incluam armaduras específicas de punçoamento, o regulamento indica que é necessário calcular a contribuição destas armaduras na resistência ao punçoamento através da Equação 2.16 ou da Equação 2.17 para armaduras inclinadas (válidas quando se usam estribos como armadura de punçoamento). A capacidade resistente total ao punçoamento (V_n) pode ser obtida através da soma da contribuição do betão (anteriormente calculada) com a contribuição das armaduras específicas. Contudo, só podem ser usadas armaduras específicas de punçoamento em lajes com alturas úteis superiores a 150mm. Para além disto, o uso destas armaduras implica uma limitação da contribuição do betão na resistência ao punçoamento, que não pode ser superior a $V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$ e na resistência total ao punçoamento, que não pode ultrapassar $V_n = 0.5 \sqrt{f'_c} b_0 d$ (quando se usam estribos como armadura de punçoamento). De modo a controlar a abertura da fenda de corte, a presente norma limita a tensão nas armaduras de punçoamento a 420 MPa.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.16)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (2.17)$$

Nas quais:

- A_v é a área de todos os ramos de armadura específica num perímetro de armadura em torno do pilar [mm^2];
- f_{yt} é o valor característico da tensão de cedência do aço em armaduras transversais;
- s é o espaçamento entre perímetros de armadura em torno do pilar [mm];
- α é o ângulo que a armadura de punçoamento faz com o plano da laje.

Caso exista transferência de momento flector, esta verificação deverá ser feita em termos de tensões, tal como é apresentado na Equação 2.18.

$$\phi v_n = v_u \quad (2.18)$$

Em que:

- $\phi = 0.75$;
- $v_n = V_c/(b_0 d)$ ou $v_n = (V_c + V_s)/(b_0 d)$ é a tensão de resistência ao punçoamento;
- v_u é a tensão de punçoamento actuante, calculada através da Equação 2.19.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (2.19)$$

Em que:

- V_u e M_u são o esforço transversal e momento actuante, respectivamente;
- A_c é a área do betão dentro da secção crítica ($A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$ no caso de um pilar interior rectangular);
- $\gamma_v = 1 - \frac{1}{1+(2/3)\sqrt{c_1/c_2}}$, em que c_1 e c_2 são as dimensões do pilar rectangular;
- $J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$.

A armadura mínima de punção pode ser calculada através da Equação 2.20 caso $V_u \geq 0.5 \Phi V_c$, onde V_u é o esforço transversal de cálculo e Φ é o factor de redução da resistência (assume o valor de 0.9). Independentemente desta condição não se verificar, o regulamento aconselha o cumprimento da quantidade de armadura mínima.

$$A_{v,min} = 0.062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.20)$$

Em que b_w corresponde à largura dos estribos utilizados como armadura de punção.

2.5.3 MODEL CODE 2010

Os dois regulamentos apresentados anteriormente baseiam o cálculo da resistência ao punção em métodos empíricos. O Model Code 2010 [46], por outro lado, baseia este cálculo em métodos analíticos, mais precisamente na *Critical Shear Crack Theory* [47], introduzida por Aurélio Muttoni. Esta teoria tem como hipótese principal o facto da resistência ao punção depender da abertura e da rugosidade da fenda de corte crítica, sendo os principais parâmetros de cálculo a rotação verificada na laje, a sua altura efectiva e o tamanho máximo do agregado que constitui o betão.

Este regulamento começa por introduzir a variável d_v , como sendo a altura útil para efeitos de cálculo da resistência ao esforço transversal. À semelhança do ACI 318M-11, o perímetro de controlo básico b_1 também se encontra a $0.5d_v$ das faces do pilar. Na Figura 2-60 é possível visualizar alguns exemplos do traçado deste perímetro. Para além deste perímetro, existe ainda o perímetro de controlo de resistência ao esforço transversal b_0 , que pode ser obtido através da Equação 2.21.

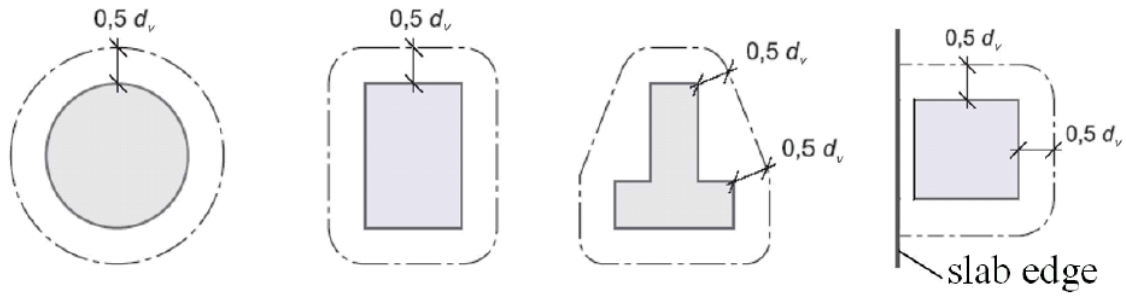


Figura 2-60 - Traçado do perímetro básico segundo o Model Code 2010 [46]

$$b_0 = \frac{V_{ed}}{V_{perp,d,max}} \quad (2.21)$$

Em que:

- V_{ed} é o esforço transversal actuante de cálculo;
- $V_{perp,d,max}$ é o esforço transversal máximo por unidade de comprimento, ao longo do perímetro de controlo básico.

De modo a ter em conta a transferência de momentos entre o pilar e a laje, o perímetro de controlo básico é modificado através da Equação 2.22.

$$b_0 = k_e \cdot b_{1,red} \quad (2.22)$$

Em que:

- k_e é o coeficiente de excentricidade, que pode ser calculado pela Equação 2.23.
- $b_{1,red}$ é o perímetro de controlo básico reduzido (devido à existência de descontinuidades geométricas ou estáticas, como por exemplo a existência de um orifício).

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u} \quad (2.23)$$

Em que:

- e_u é a excentricidade do esforço transversal resultante em relação ao centro de inércia do perímetro básico de controlo;
- b_u é o diâmetro do círculo de igual área à do perímetro de controlo básico.

A resistência ao punçoamento é obtida através da soma das contribuições do betão e da armadura específica (caso exista). A contribuição do betão na resistência ao punçoamento é obtida através da Equação 2.24.

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2.24)$$

Em que:

- k_{ψ} é um parâmetro que depende da deformação e da rotação da laje, podendo ser calculado através da Equação 2.25;
- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão [MPa];
- γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão ($\gamma_c=1.5$).

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9 \cdot \frac{32}{16 + d_g} \psi d} \leq 0.6 \quad (2.25)$$

Em que:

- d_g é a máxima dimensão dos agregados do betão [mm];
- ψ é a rotação da laje em torno do pilar;
- d é a média das alturas úteis nas direcções ortogonais no plano da laje [mm].

A contribuição das armaduras específicas na resistência ao punçoamento pode ser calculada através da Equação 2.26.

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \quad (2.26)$$

Em que:

- $\sum A_{sw}$ é a soma das áreas de todos os ramos de armadura específica situados a uma distância que varia entre $0.35 d_v$ e d_v do pilar;
- σ_{swd} é um factor que está relacionado com a tensão mobilizada nas armaduras específicas, podendo ser calculado pela Equação 2.27.

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\Phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad (2.27)$$

Em que:

- E_s é o módulo de elasticidade do aço;
- f_{bd} é a tensão de adesão da armadura específica ($f_{bd}=3\text{MPa}$ para varões nervurados);
- f_{ywd} é a tensão de cedência de cálculo do aço;
- Φ_w é o diâmetro da armadura específica.

O cálculo da rotação ψ pode ser feito de quatro formas diferentes, sendo que cada uma delas representa um nível de aproximação diferente. Quanto maior for o nível de aproximação, maior é a precisão do valor da rotação.

- Nível de aproximação I

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.28)$$

Em que r_s é a distância entre a face do pilar e o ponto onde o momento flector é nulo.

- Nível de aproximação II

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (2.29)$$

Em que m_{sd} e m_{Rd} são os momentos actuante e resistente, respectivamente, na faixa central de armadura longitudinal. O valor de m_{sd} pode ser estimado a partir da Equação 2.30 (caso se trate de um pilar central).

$$m_{sd} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_u|}{2 b_s} \right) \quad (2.30)$$

Na qual $b_s = 1.5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}}$ é a largura da faixa central (para cálculo de m_{sd}).

- Nível de aproximação III

$$\psi = 1.2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (2.31)$$

Neste nível de aproximação é necessário que r_s e m_{sd} sejam calculados através de um modelo elástico-linear.

- Nível de aproximação IV

Este nível de aproximação impõe que o valor da rotação seja obtido através de uma análise não-linear onde se tenha em conta o carácter não-linear da rotura por punçoamento.

Este regulamento limita a quantidade mínima de armadura específica a instalar ao indicar que a quantidade calculada pela Equação 2.26 deve ser superior ou igual a metade do valor de cálculo do esforço transversal actuante. Por outro lado, o valor da resistência máxima ao punçoamento também se encontra limitado, podendo-se obter este limite através da Equação 2.32.

$$V_{Rd,max} = k_{sys} k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2.32)$$

Em que k_{sys} é um coeficiente que está relacionado com a eficiência da armadura específica de punçoamento utilizada (normalmente admite-se $k_{sys}=2$).

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivo apresentar os ensaios experimentais realizados no intuito de estudar a influência da armadura específica na resistência ao punçoamento de lajes fungiformes sujeitas a solicitações horizontais cíclicas.

Neste estudo experimental foram ensaiados dois modelos de laje fungiforme maciça nos quais foi instalada armadura de punçoamento sob a forma de estribos fechados. Estes modelos foram produzidos na Concremat S.A. e posteriormente ensaiados no Laboratório de Estruturas Pesadas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa. Para além dos resultados obtidos a partir destes dois modelos, foram ainda utilizados os resultados de um terceiro modelo denominado C-50, previamente ensaiados por Almeida et al. [45], para efeitos de comparação.

O parâmetro diferenciador entre os três modelos analisados é a quantidade de armadura específica instalada. Um dos modelos não possui qualquer quantidade de armadura específica (modelo C-50), outro possui uma quantidade de armadura específica idêntica à quantidade de armadura mínima requerida pelo MC2010 (modelo A) e um outro apresenta uma maior quantidade deste tipo de armadura (modelo B). Desta forma, é possível comparar o comportamento de lajes fungiformes sujeitas a acções horizontais cíclicas quanto à existência ou não de armaduras específicas e quanto à quantidade de armadura instalada. Para além disto, será ainda possível saber se a quantidade mínima de armadura de punçoamento utilizada cumpre o seu propósito, ou seja, se proporciona o aumento da ductilidade da ligação laje-pilar face a lajes sem armadura específica e se permite atingir *drifts* superiores a 2,5%, que é o patamar de deslocamento horizontal mínimo requerido pelo SEI/ASCE 7-10 [48] para estruturas ou edifícios com classe de risco II (na qual se inclui os edifícios de escritórios, que é o caso do presente estudo) (Tabela 3-1 e Tabela 3-2).

De modo a ser possível fazer comparações entre os vários modelos, foram recolhidos ao longo dos ensaios dados relativos aos deslocamentos dos modelos, as extensões tanto na armadura longitudinal como na armadura de punçoamento e a força horizontal aplicada em cada ciclo de carregamento. Para tal, foi utilizado um conjunto de instrumentos que serão aqui apresentados.

Tabela 3-1 - Categorias de risco em edifícios e estruturas de acordo com o SEI/ASCE 7-10 [48]

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Tabela 3-2 - Máximo *drift* admissível de um piso de um edifício ou estrutura de acordo com o SEI/ASCE 7-10 [48]

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{sx}$ ^c	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} is the story height below Level x.

^bFor seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os modelos ensaiados representam a zona da laje de betão armado referente à ligação laje-pilar interior de um edifício de escritórios. Em planta, os modelos apresentam um comprimento igual a 4.15 m na direcção N-S, largura de 1.85 m na direcção O-E e 0.15 m de espessura. A dimensão dos modelos na direcção N-S corresponde ao vão entre pilares (simulando nas extremidades a linha de meio vão), sendo nesta direcção que se aplica o carregamento horizontal cíclico. Por outro lado, a dimensão na direcção O-E corresponde a apenas 44% do vão entre pilares (devido a limitações de espaço). As dimensões dos modelos representam dois terços das medidas a escala real.

A armadura longitudinal foi dimensionada de modo a que os modelos rompam por punçoamento e não por flexão. A pormenorização da armadura longitudinal inferior e superior encontra-se na Figura 3-2. A armadura longitudinal superior localizada na faixa central da laje apresenta uma percentagem geométrica igual a 0.96%. Tanto a armadura superior como a inferior possuem um recobrimento de aproximadamente 20 mm, sendo os varões orientados segundo a direcção S-N os que possuem maior altura útil. Na Tabela 3-3 encontram-se os valores médios da altura útil dos modelos analisados. Estes valores foram medidos anteriormente à betonagem dos modelos. Na Figura 3-1 é possível observar o aspecto das armaduras longitudinais após a sua montagem.

Tabela 3-3 - Altura útil média dos modelos

Modelo	C-50	A	B
d [mm]	118.40	117.25	118.70



Figura 3-1 - Aspecto das armaduras longitudinais

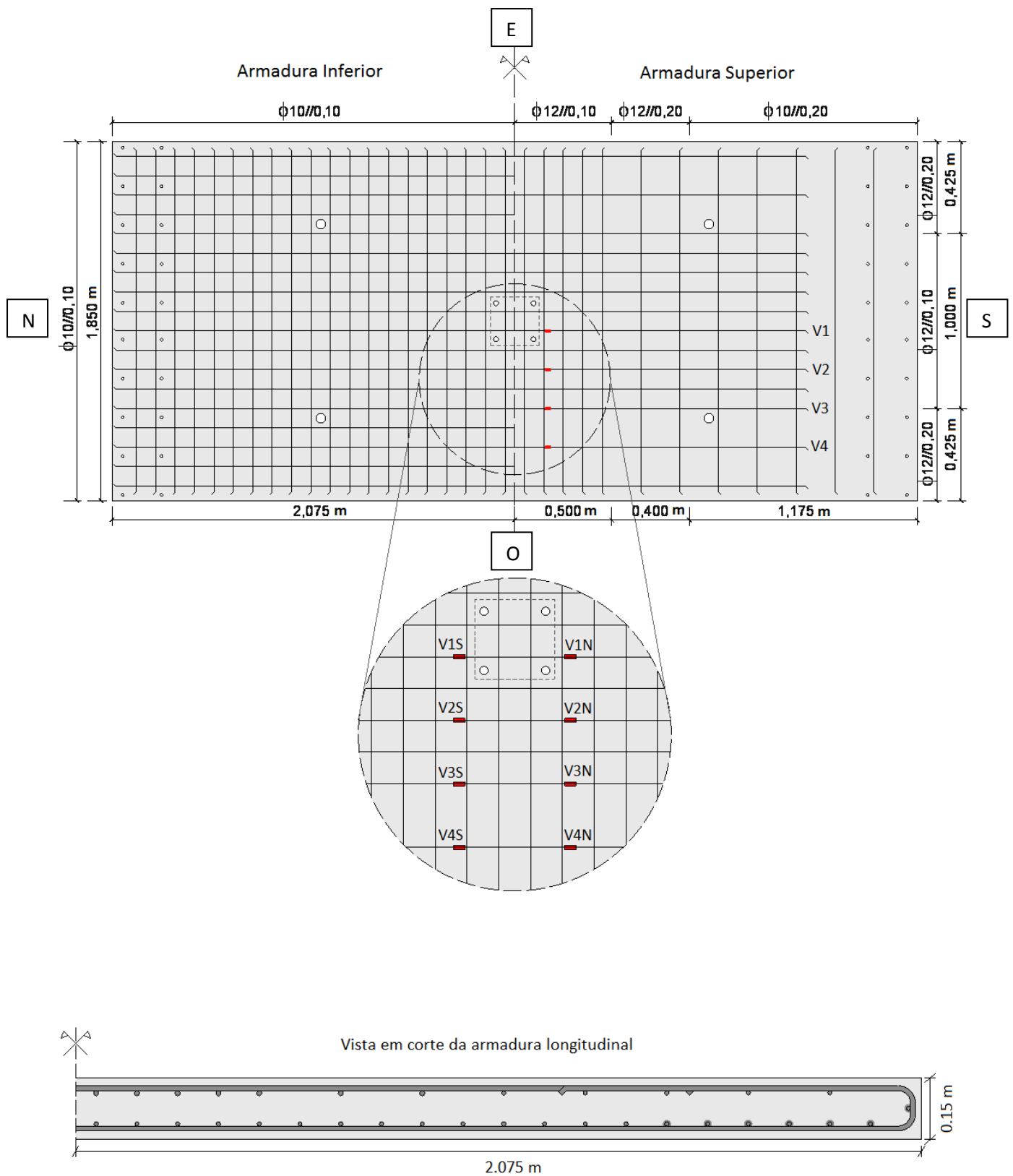


Figura 3-2 - Pormenorização da armadura inferior e superior (em cima). Localização dos extensómetros na armadura longitudinal superior (pormenor) Vista em corte da armadura longitudinal (em baixo).

Os modelos analisados são idênticos entre si em termos de pormenorização de armadura longitudinal, de altura útil, de resistência dos materiais e no tipo de carregamento a que são sujeitos. Os modelos distinguem-se entre si através da existência ou ausência de armadura de punçoamento e, caso exista, da quantidade de armadura instalada. Assim, tem-se o modelo C-50, no qual não foi instalada armadura de punçoamento e por isso é utilizado como modelo de referência. Em oposição, existem os modelos A e B nos quais foi instalada armadura de punçoamento sob a forma de estribos. A pormenorização da armadura de punçoamento usada em ambos os modelos foi concebida de acordo com as regras impostas pelo Eurocódigo 2 e pode ser observada na Figura 3-3. O modelo A possui uma quantidade de armadura de punçoamento equivalente à quantidade de armadura mínima requerida pelo MC2010. Por outro lado, o modelo B possui uma quantidade mais elevada de armadura específica. Na Figura 3-4 é apresentado o esquema de montagem dos estribos e os diâmetros dos varões utilizados. A Figura 3-5 e a Figura 3-6 exibem o aspecto dos estribos antes e após a sua instalação, respectivamente. Na Tabela 3-4 encontra-se um resumo das características dos modelos analisados.

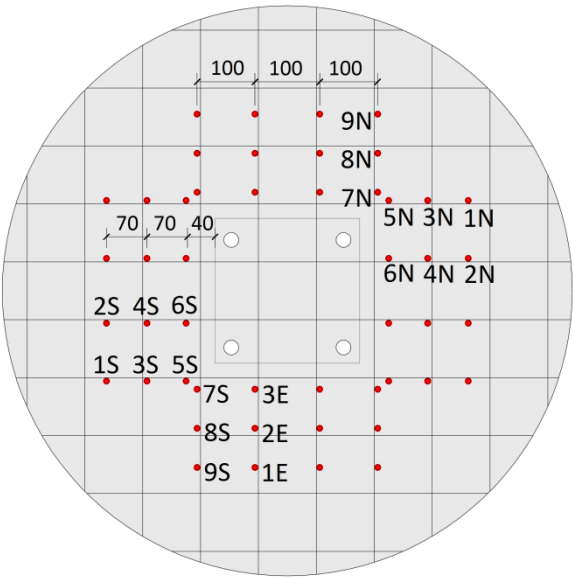


Figura 3-3 - Pormenorização da armadura de punçoamento e identificação dos ramos instrumentados

Tabela 3-4 - Resumo das características dos modelos

Modelo	Armadura de Punçoamento?	A_{sw} (por perímetro) [mm ²]
C-50	Não	-
A	Sim	254.47
B	Sim	615.75

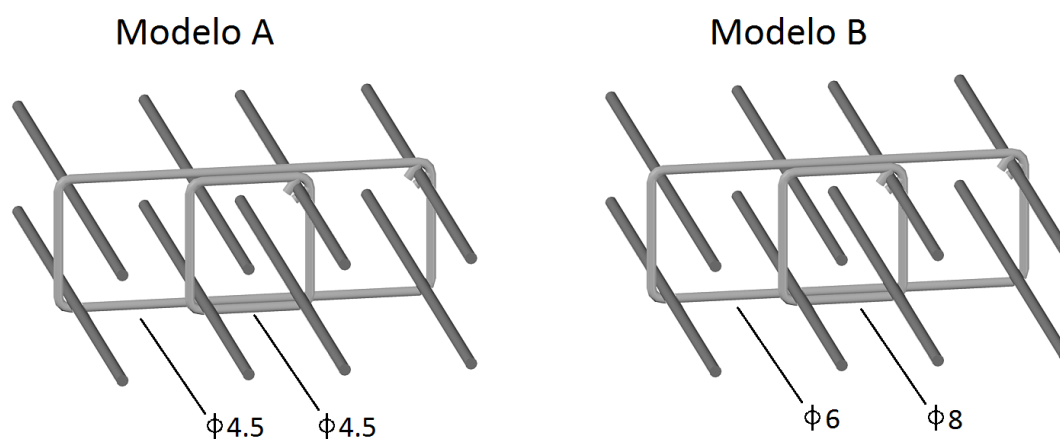


Figura 3-4 - Esquema de montagem dos estribos e diâmetros dos varões utilizados



Figura 3-5 - Estribos utilizados nos modelos



Figura 3-6 - Estribos instalados no modelo



Figura 3-7 - Betonagem dos modelos

3.3 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA E CARREGAMENTO

O sistema de ensaio utilizado é igual ao sistema de ensaio introduzido por Almeida et al. [45] e pode ser visualizado na Figura 3-8. A concepção deste sistema foi feita de modo a que as condições de fronteira e de carregamento por si impostas ao modelo sejam o mais fieis possível à realidade.



Figura 3-8 – Vista geral do modelo e sistema de ensaio



Figura 3-9 - Vista geral do laboratório na FCT-UNL

Os topos Norte e Sul do sistema de ensaio representam os locais de meio vão de cada lado do pilar. Nestes locais, o valor do esforço transversal deve ter igual valor absoluto mas sinal contrário. Para que isto seja verdade, é necessário garantir que o deslocamento vertical é igual em ambos os topos durante toda a duração do ensaio. Como tal, o sistema de ensaio utilizado inclui um sistema mecânico passivo que permite compatibilizar o esforço transversal e os deslocamentos verticais nos dois bordos. Este sistema pode ser observado na Figura 3-10. Quando se aplica a carga gravítica, o mecanismo impõe que os deslocamentos horizontais nos dois topos sejam iguais, o que faz com que o esforço transversal seja nulo a meio vão da laje (tal como seria de esperar teoricamente). O mecanismo funciona de igual modo quando se aplica o carregamento horizontal, mas neste caso a imposição de deslocamentos iguais nos dois bordos impõe que os valores de esforço transversal sejam iguais mas de sinal contrário nestes locais.

Por outro lado, como os topos Norte e Sul correspondem ao meio vão, é necessário que nestes locais o momento flector seja não nulo (tanto para o carregamento gravítico como para o carregamento horizontal) e que as rotações sejam iguais entre si (de modo a simular a compatibilidade de rotações a meio vão). Para além disto, a dimensão dos modelos permite que ocorra redistribuição de esforços, o que significa que o sistema de ensaio também deve ser capaz de dar resposta a incrementos de momento flector a meio vão devido a perdas de rigidez na zona do pilar. Como tal, o sistema de ensaio possui um mecanismo constituído por uma escora bi-rotulada que liga dois perfis metálicos encastrados nos topos do modelo através de parafusos pré-esforçados. Tal como se pode ver na Figura 3-11, este mecanismo impõe que os bordos do modelo tenham iguais rotações durante toda a duração do ensaio.

Devido à necessidade de se manter a carga gravítica ao longo do ensaio, é necessário que o modo como esta é aplicada seja independente da deformação da laje e dos seus deslocamentos verticais e horizontais durante a realização do ensaio. Para que isto aconteça, o sistema de ensaio permite encaminhar as cargas aplicadas por macacos hidráulicos para o pilar metálico inferior, tal como se pode ver na Figura 3-12. O mesmo não poderia acontecer se, por exemplo, as cargas fossem encaminhadas para a laje de reacção do laboratório. A carga gravítica é então aplicada através de quatro macacos hidráulicos ENERPAC RCH-206 (Figura 3-13), sendo que cada um deles se encontra apoiado no centro de uma viga de distribuição, que por sua vez possui dois pontos de apoio (chapas de aço com dimensões de $200 \times 200 \times 25 \text{ mm}^3$ devidamente niveladas), perfazendo um total de oito pontos de apoio cuja localização pode ser observada na Figura 3-28. A força exercida por cada macaco hidráulico é controlada através de uma unidade de controlo de pressão hidráulica (Figura 3-14). Para além de permitir controlar a força exercida por cada macaco e a velocidade a que esta é aplicada, este aparelho também permite que esta força se mantenha constante ao longo do ensaio, independentemente das deformações e dos deslocamentos sofridos pelo modelo, usando-se para isso a função *Load Maintainer*.

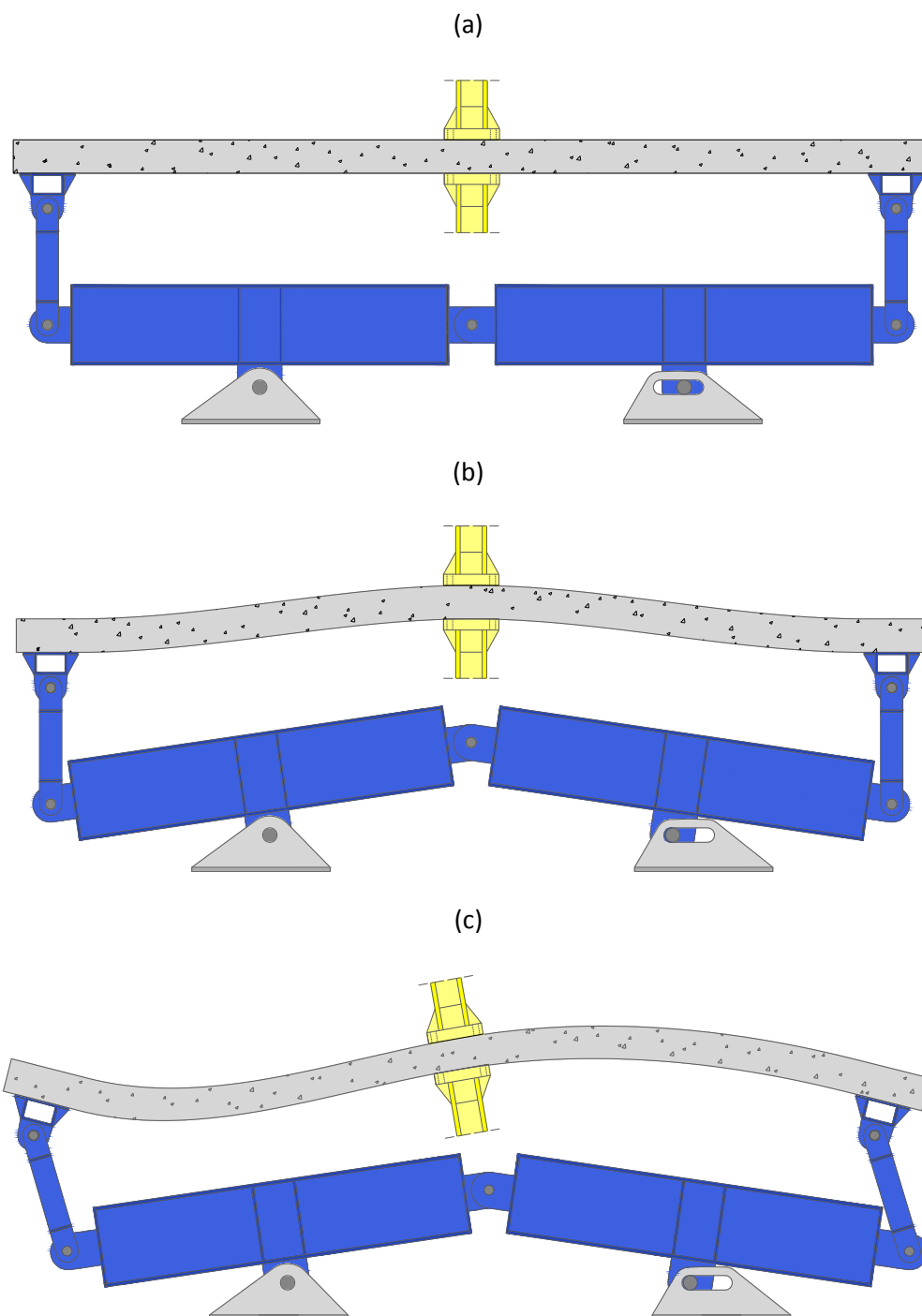


Figura 3-10 - Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais [49]

(a) Posição indeformada (b) Deformação devida à carga gravítica (c) Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal

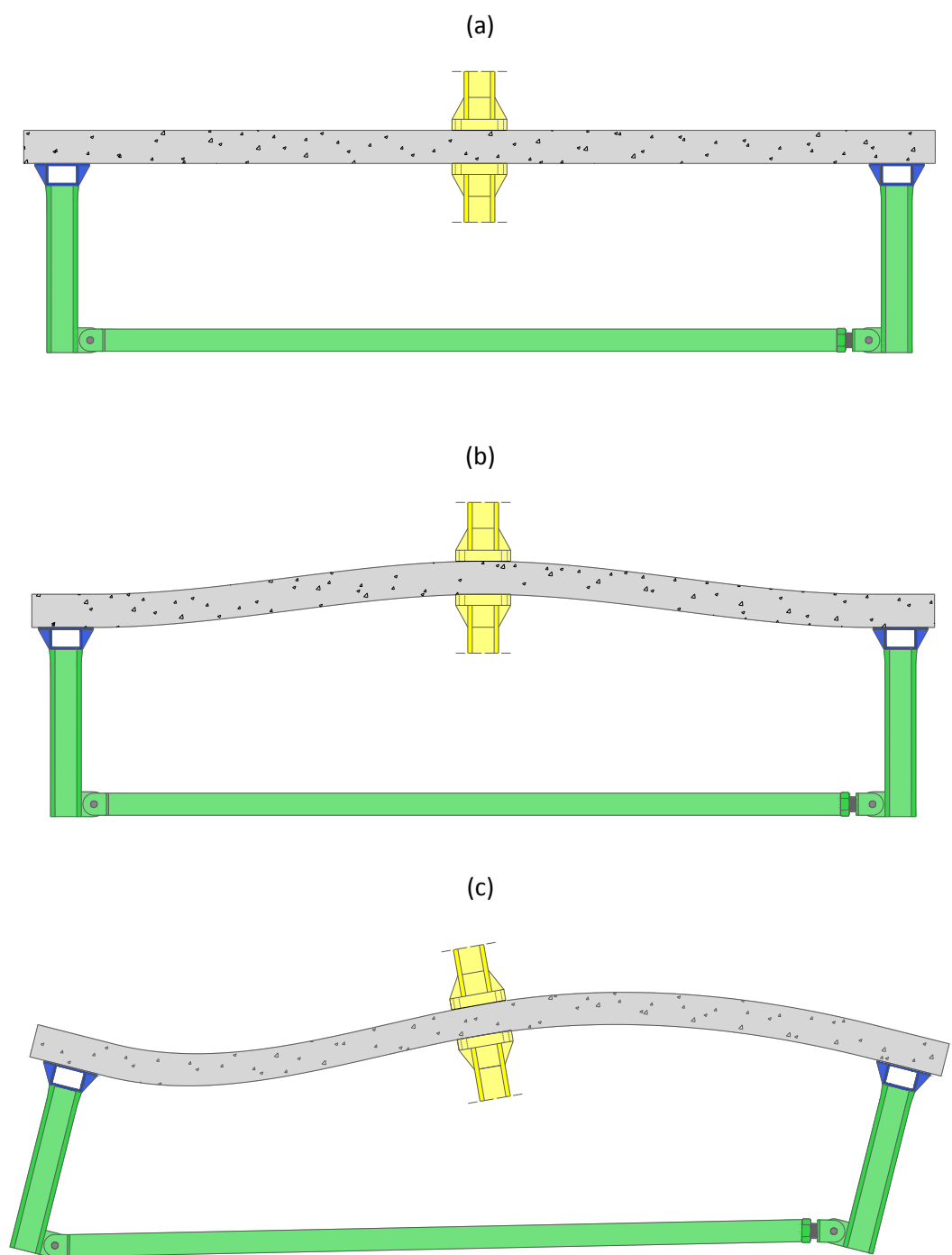


Figura 3-11 - Sistema de compatibilização de rotações [49]

(a) Posição indeformada (b) Deformação devida à carga gravítica (c) Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal

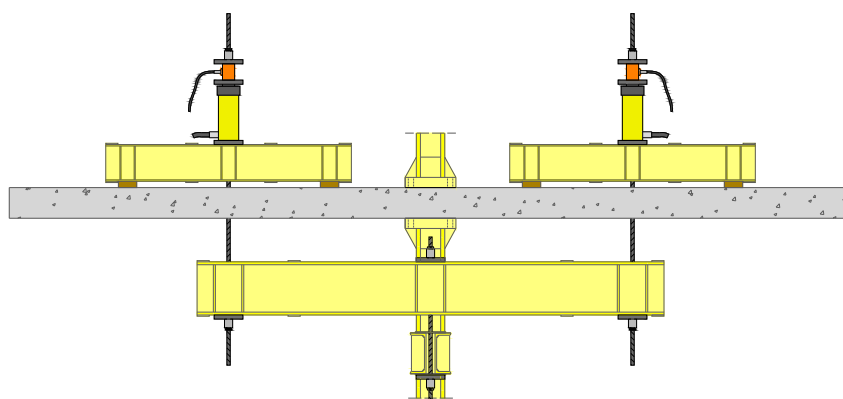


Figura 3-12 - Sistema de aplicação de carga gravítica [49]



Figura 3-13 - Macaco hidráulico Enerpac RCH-206



Figura 3-14 - Unidade de controlo de pressão hidráulica

De forma a simular a ligação laje-pilar, o modelo assenta sobre um troço inferior de pilar metálico. Este troço inferior está ligado à laje do laboratório através de uma rótula, o que faz com que seja esse o ponto sobre o qual ocorre rotação do pilar. Este troço inferior é posteriormente ligado a um troço superior através de parafusos pré-esforçados que atravessam inclusivamente o modelo. O facto de estes parafusos serem pré-esforçados faz com que os dois troços de pilar metálico fiquem encastrados ao modelo e também faz com que a parte do modelo que se encontra entre os dois troços de pilar fique sujeito a um estado de tensão semelhante ao que existiria num caso real, aumentando assim o realismo do ensaio.

O actuador responsável pela aplicação das cargas horizontais é posteriormente ligado ao topo do troço superior do pilar, sendo este o ponto de aplicação das cargas horizontais, tal como se pode ver na Figura 3-15. O actuador é controlado através da consola representada na Figura 3-16.



Figura 3-15 - Actuator responsável pela aplicação de cargas horizontais



Figura 3-16 - Aparelho de controlo do actuator

3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

De modo a conhecer-se as características dos materiais utilizados na construção dos modelos, foram realizados ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão, do aço das armaduras longitudinais e do aço das armaduras de punçoamento instaladas nos modelos. Os resultados destes ensaios serão apresentados de seguida.

3.4.1 BETÃO

De modo a ser possível determinar as características mecânicas do betão utilizado em cada modelo, recolheram-se amostras na forma de provetes cúbicos e cilíndricos durante a betonagem dos mesmos. De cada modelo foram recolhidos seis provetes cúbicos com 150 mm de lado e oito provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro da base e 300 mm de altura. A preparação e cura dos provetes foram feitas de acordo com as normas NP EN 12390-1 [50] e NP EN 12390-2 [51]. Os provetes cúbicos foram ensaiados à compressão de acordo com a norma NP EN 12390-3 [52]. Os provetes cilíndricos foram ensaiados à compressão segundo a norma NP EN 12390-3 [52] e à tracção segundo a norma NP EN 12390-6 [53], tendo-se ainda determinado o módulo de elasticidade betão a partir deste tipo de provete. A prensa utilizada para o ensaio à compressão encontra-se representada na Figura 3-18. O aparelho utilizado para fazer o ensaio à tracção (ensaio de compressão diametral) pode ser visualizado na Figura 3-21. O aparelho utilizado na determinação do módulo de elasticidade pode ser visto na Figura 3-22. O ensaio dos provetes realizou-se no mesmo dia do ensaio do modelo correspondente, tendo-se ensaiado os provetes do modelo A aos 82 dias e os do modelo B aos 90 dias após a betonagem. Os resultados dos ensaios realizados podem ser consultados na Tabela 3-5.



Figura 3-17 - Moldes utilizados na produção dos provetes



Figura 3-18 – Prensa utilizada no ensaio dos provetes



Figura 3-19 - Ensaio dos cubos à compressão



Figura 3-20 - Ensaio dos cilindros à compressão

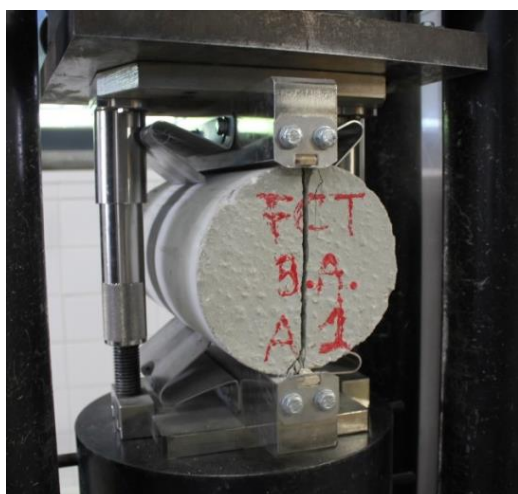


Figura 3-21 - Ensaio de compressão diametral



Figura 3-22 - Ensaio de determinação do módulo de elasticidade do betão

Tabela 3-5 - Características do betão utilizado nos modelos

Modelo	Força média de rotura (cubos) [kN]	f_{ccm} [MPa]	Força média de rotura (cilindros) [kN]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	Idade na rotura [dias]
C-50	1132.43	50.33	918.74	51.99	2.91	36.83	68
A	1242.50	55.22	938.75	53.12	3.67	40.47	82
B	1264.50	56.20	927.75	52.50	3.64	42.35	90

Em que:

- f_{ccm} é a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos;
- f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos;
- f_{ctm} é a tensão média de rotura à tracção do betão;
- E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do betão.

3.4.2 AÇO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E DE PUNÇOAMENTO

A caracterização mecânica do aço utilizado na armadura longitudinal e na armadura de punçoamento foi feita através do ensaio à tracção de três provetes por cada diâmetro de varão utilizado na construção dos modelos (neste caso, cinco tipos de diâmetro ao todo). Na Tabela 3-6 são apresentados os resultados dos ensaios realizados ao aço usado nas armaduras longitudinais e específicas dos vários modelos e na Tabela 3-7 são apresentados os resultados dos ensaios realizados ao aço utilizado nos estribos do modelo A e B. Estes ensaios foram realizados em conformidade com a norma NP EN 10002-1 [54].

Tabela 3-6 - Características do aço utilizado no modelo C-50

Varão	S_0 [mm ²]	F_{sy} [kN]	F_{su} [kN]	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	E_s [GPa]
Φ10	78.54	42.01	49.71	534.89	632.93	198
Φ12	113.10	59.47	73.25	525.80	647.67	200

Em que:

- S_0 é a área da secção transversal do varão;
- F_{sy} e f_{sy} são a força e tensão de cedência do aço, respectivamente;
- F_{su} e f_{su} são a força e tensão de rotura à tracção do aço, respectivamente.

Tabela 3-7 - Características do aço utilizado nos estribos do modelo B

Varão	S_0 [mm ²]	F_{sy} [kN]	F_{su} [kN]	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	E_s [GPa]
Φ4.5	15.90	8.69	10.71	546.68	673.17	197
Φ6	28.27	14.42	18.46	510.12	626.53	182
Φ8	50.27	27.52	31.81	547.40	575.05	205



Figura 3-23 - Ensaio à tracção de um varão de aço

3.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS

No intuito de registar as deformações sofridas pelos modelos, as extensões nas armaduras e as cargas aplicadas durante a realização do ensaio, foram utilizados vários aparelhos de medição e aquisição de dados.

A força vertical exercida pelos macacos hidráulicos foi medida através de quatro células de carga TML do tipo CLC-NA (Figura 3-24), tendo sido colocada uma célula de carga por cima de cada um dos quatro macacos hidráulicos. Por outro lado, a força horizontal exercida pelo actuador foi medida através de uma célula de carga integrada no próprio actuador (Figura 3-25).

A medição dos deslocamentos verticais do modelo foi feita através de um total de dezoito deflectómetros, sendo que seis deles (D1, D2, D3, D12, D13 e D14) são deflectómetros de fio da Measurement Specialities do tipo SP3 (Figura 3-26), quatro são deflectómetros eléctricos da TML do tipo CDP-50 e os restantes são deflectómetros eléctricos da TML do tipo CFP-100 (Figura 3-27). O posicionamento dos deflectómetros pode ser observado na Figura 3-28. Os deflectómetros foram posicionados com o auxílio de uma cruz composta por dois tubos metálicos que por sua vez estava fixa no troço superior do pilar metálico, permitindo assim que a medição dos deslocamentos verticais do modelo não sofresse a interferência dos deslocamentos horizontais do mesmo. A extremidade dos deflectómetros de fio era fixa através de um gancho colocado no modelo e a extremidade do êmbolo dos deflectómetros eléctricos apoiava sobre chapas de acrílico coladas ao modelo (para que a rugosidade da superfície dos modelos não influenciasse as medições). O deslocamento horizontal do modelo foi registado ao longo do ensaio através de um deflectómetro de fio instalado no actuador.



Figura 3-24 - Célula de carga dos macacos hidráulicos

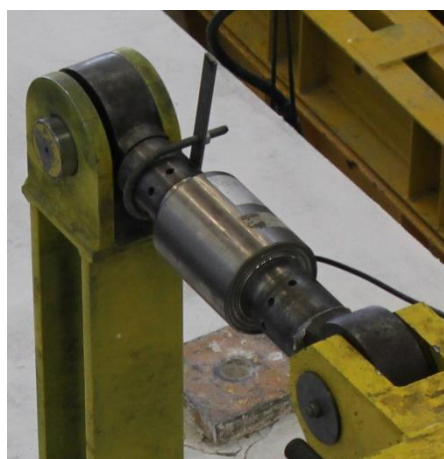


Figura 3-25 - Célula de carga do actuador



Figura 3-26 - Deflectómetro de fio



Figura 3-27 - Deflectómetro eléctrico

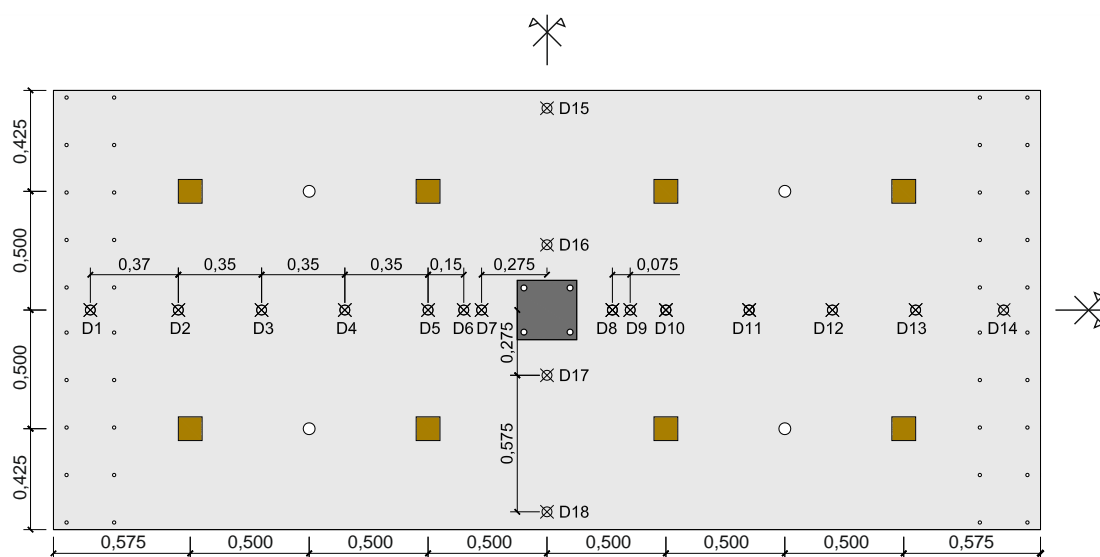


Figura 3-28 - Posicionamento dos deflectómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos

Para medir as extensões verificadas na armadura longitudinal superior e na armadura de punçoamento utilizaram-se extensómetros eléctricos da TML do tipo FLA-5-11-5L (Figura 3-29). Na armadura longitudinal superior instalaram-se um total de dezasseis extensómetros em oito varões orientados segundo a direcção Norte-Sul, tal como ilustrado na Figura 3-2. Os varões instrumentados distavam 0.20 cm entre si e em cada um deles foram instalados dois extensómetros colados em posição diametralmente oposta (para efeitos de redundância). A armadura de punçoamento foi instrumentada através da colagem de extensómetros em 27 ramos de estribos. A localização e identificação dos ramos instrumentados podem ser observadas no esquema da Figura 3-3. Após terem sido colados, todos os extensómetros foram devidamente impermeabilizados e protegidos com fita isoladora, tal como se pode ver na Figura 3-30.



Figura 3-29 - Extensómetro eléctrico



Figura 3-30 - Extensómetro devidamente protegido



Figura 3-31 – Estribos instrumentados

Todos os aparelhos de medição enumerados anteriormente foram ligados a vários aparelhos de aquisição de dados, sendo eles quatro HBM Spider 8 (Figura 3-32) e um HBM Centipede 100.

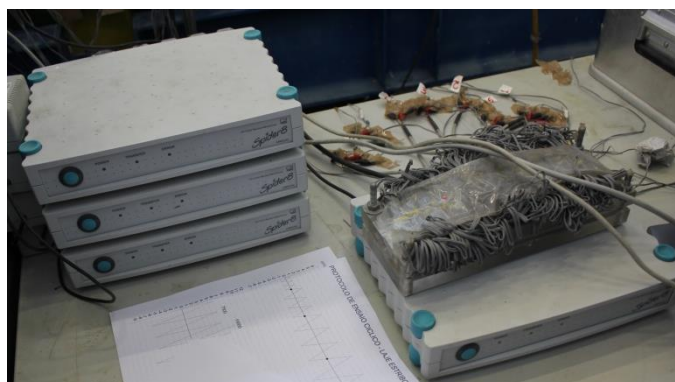


Figura 3-32 - HBM Spider 8

3.6 PROTOCOLO DE ENSAIO

A realização do ensaio divide-se em duas partes principais: o carregamento gravítico e o carregamento horizontal cíclico. Na primeira parte os modelos são solicitados por uma carga gravítica que corresponde a 50% da carga de rotura prevista pelo EC2 menos o peso próprio do modelo e do sistema de ensaio (cerca de 39.4 kN). Esta carga é mantida constante durante toda a duração do ensaio. Na Tabela 3-8 encontram-se os valores da carga de rotura prevista de cada modelo, bem como a carga gravítica a aplicar em cada um deles. A carga gravítica é aplicada a uma velocidade de 30 kN/min. Na segunda parte são aplicadas forças horizontais de acordo com o protocolo apresentado na Figura 3-33, que indica a alternância do sentido da aplicação das cargas e quais os deslocamentos horizontais a atingir para cada *drift*-alvo. Como se pode constatar, este protocolo impõe que se completem três ciclos para cada um dos *drifts*-alvo até se atingir um *drift* de 4,0%. Isto deve-se à necessidade de estudar a diferença entre o efeito causado pela transição entre dois ciclos de *drifts* diferentes e o efeito causado pela transição entre dois ciclos de *drifts* iguais, principalmente no que toca à degradação da capacidade resistente da laje. Após se ter atingido um *drift* de 4,0%, só se realiza um ciclo para cada *drift*-alvo. A velocidade de aplicação da carga horizontal é igual a 8 mm/min para *drifts* até 3,0% e igual a 16 mm/min para *drifts* superiores a 3,0%.

Tabela 3-8 – Cargas gravíticas a aplicar nos modelos

Modelo	d [mm]	f_{cm} * [MPa]	V_{rc} (EC2) [kN]	Carga gravítica [kN]
C-50	118.40	38.90	407.56	203.78
A	117.25	44.17	419.77	209.89
B	118.70	44.96	429.14	214.57

* Valor calculado como $0.8 f_{ccm}$ para efeitos da previsão da resistência ao punçoamento.

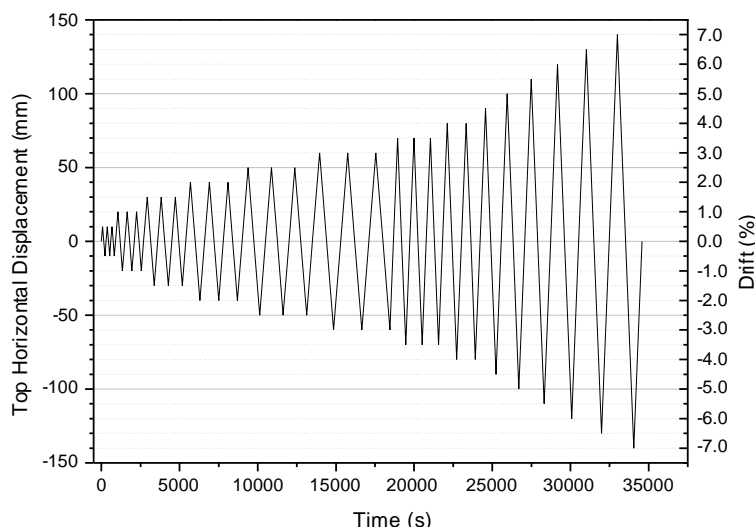


Figura 3-33 - Protocolo de aplicação do carregamento horizontal cíclico

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivo apresentar e analisar os resultados obtidos através da realização dos ensaios descritos no capítulo anterior.

Como tal, serão apresentados os dados relativos aos deslocamentos dos modelos, as extensões tanto na armadura longitudinal como na armadura de punçoamento e a força horizontal aplicada em cada ciclo de carregamento. Serão também calculados outros parâmetros tais como o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente e a rigidez efectiva, que são elucidativos acerca da evolução do comportamento dos modelos ao longo do ensaio. O registo fotográfico da fendilhação, aspecto pós-rotura dos modelos será inclusivamente apresentado.

Os resultados relativos à capacidade resistente ao punçoamento obtidos através da realização dos ensaios são comparados com os valores previstos pelo EC2, ACI318M-11 e Model Code 2010.

4.2 CARGAS DE ROTURA EXPERIMENTAIS

Tendo em conta que todos os modelos analisados foram solicitados a uma carga gravítica correspondente a 50% da respectiva carga de rotura prevista (segundo o EC2), não faz sentido que a carga gravítica aplicada seja tratada como uma carga de rotura. O mesmo não acontece para a carga horizontal, que varia entre os vários modelos. Assim, a carga de rotura de cada modelo deverá corresponder ao máximo valor da carga horizontal, registado antes da ocorrência da rotura por punçoamento.

O modelo C-50, que assume o papel de modelo de referência, foi ensaiado até se atingir a rotura por punçoamento, que ocorreu no segundo ciclo de carregamento no sentido Norte, para um *drift* de 1.0%. O máximo deslocamento horizontal medido no topo do pilar foi

atingido no ciclo imediatamente anterior (sentido Sul), tendo-se registado o valor de 21.46 mm, ao qual corresponde uma força horizontal igual a 36.96 kN.

O modelo A rompeu por punçoamento ao atingir-se um *drift* de 3.0%, no qual se registou um deslocamento horizontal máximo de 60.07 mm. No entanto, a carga horizontal máxima de 49.56 kN foi registada no primeiro ciclo de carregamento no sentido Sul, para um *drift* de 2.0%. A esta carga máxima corresponde um deslocamento horizontal no topo do pilar igual a 40.44 mm.

O modelo B também atingiu rotura por punçoamento, tendo esta rotura acontecido aos 3.0% de *drift*, no segundo ciclo de carregamento no sentido Sul, no qual se mediu um deslocamento horizontal máximo de 60.36 mm. A máxima carga horizontal registada foi de 52,00 kN, à qual corresponde um deslocamento horizontal no topo do pilar igual a 50,14 mm. Desde já se salienta o facto de que este modelo, embora possua uma quantidade bastante superior de armadura específica em relação ao modelo A, conseguiu realizar apenas mais um ciclo de carregamento dentro do patamar de 3.0% de *drift* que o modelo A.

A partir destes dados é possível inferir acerca do acréscimo de ductilidade conferida pela existência de armaduras específicas ou pela maior quantidade deste tipo de armadura. No modelo A atingiu-se um deslocamento horizontal 280% superior ao atingido no modelo C-50, o que significa que a adição de armadura específica aumenta significativamente a ductilidade da ligação laje-pilar. O modelo B, embora apresente uma quantidade de armadura muito superior à do modelo A, apresentou um acréscimo aproximadamente nulo face a este modelo no que toca ao deslocamento máximo atingido. Quanto à força horizontal máxima atingida, é possível constatar que o modelo A suportou uma força 34% superior à do modelo C-50 e 1% inferior à do modelo B. Embora os modelos A e B apresentem deslocamentos e cargas horizontais máximas muito semelhantes, verifica-se que o deslocamento registado quando o modelo B atinge a força horizontal máxima é 21% superior ao registado no modelo A. Isto indica que o modelo B apresenta um comportamento mais dúctil que o modelo A visto que, para uma carga horizontal muito semelhante, o modelo B conseguiu atingir deslocamentos superiores ao modelo A numa fase em que ambos já apresentavam um comportamento claramente plástico.

Para além disto, constata-se ainda que ambos os modelos com armadura de punçoamento (A e B) conseguem atingir patamares de *drift* superiores ao patamar exigido pelo SEI/ASCE 7-10 (2.5% de *drift*). O mesmo não aconteceu para o modelo C-50, que só atingiu 1.0% de *drift*. Visto isto, é possível afirmar que a quantidade de armadura específica instalada no modelo A, semelhante à quantidade mínima de armadura de punçoamento requerida pelo MC2010, consegue de facto cumprir o propósito de aumentar a ductilidade da ligação laje-pilar para níveis aceitáveis. Como tal, é possível afirmar que a adição de uma dada quantidade mínima de armadura específica em lajes fungiformes deveria ser recomendada pelos principais regulamentos que regem o dimensionamento deste tipo de estruturas, quer estas armaduras fossem ou não necessárias para a verificação do estado limite último de punçoamento, pelo menos para este nível de carregamento vertical.

Na Tabela 4-1 é apresentado um resumo dos deslocamentos e cargas horizontais máximas atingidas em cada um dos modelos analisados, na qual $F_{H,max}$ é a força horizontal máxima, $\delta_{F_{H,max}}$ é o deslocamento horizontal de topo correspondente à força horizontal

máxima, δ_{max} é o deslocamento horizontal de topo máximo e $F_{H,\delta_{max}}$ é a força horizontal correspondente ao deslocamento horizontal de topo máximo .

Tabela 4-1 - Resumo dos deslocamentos e forças horizontais máximas registadas nos modelos

Modelo	V_{exp} [kN]	$F_{H,max}$ [kN]	$\delta_{FH,max}$ [mm]	δ_{max} [mm]	$F_{H,\delta_{max}}$ [kN]
C-50	203.78	37.36	21.02	21.46	39.96
A	209.89	49.56	40.44	60.07	16.48
B	214.57	52.00	50.14	60.36	18.68

4.3 FENDILHAÇÃO, SUPERFÍCIES DE CORTE E MODOS DE ROTURA

Tal como mencionado anteriormente, o fenómeno de rotura por punçoamento apresenta várias fases que podem ser distinguidas entre si pelo tipo de fendilhação que surge em ambas as faces da laje, principalmente na face superior.

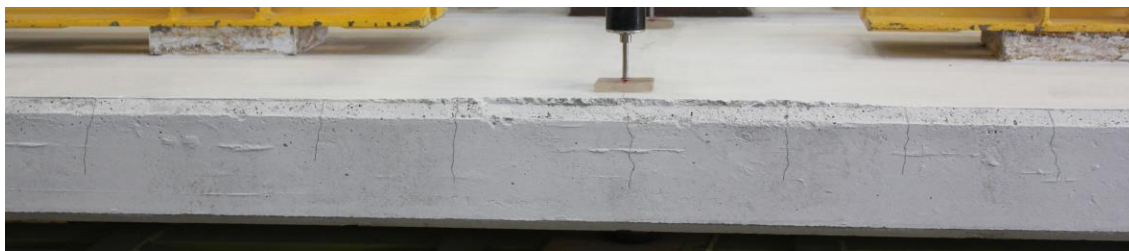
Durante o carregamento gravítico do modelo A surgiram fendas tangenciais na direcção Este-Oeste, tendo estas atingido os bordos da laje. Este tipo de fendas só se forma exclusivamente nesta direcção porque o modelo possui maior comprimento que largura e porque estas fendas são causadas por flexão (cujo efeito se faz sentir mais na direcção do maior vão). Surgiram também as primeiras fendas radiais, que partiam desde as faces do pilar até aos bordos da laje. Estas fendas não se afastam muito das fendas tangenciais (apenas cerca de 50 cm desde o centro do bordo) visto que o carregamento ainda se encontra numa fase inicial. Tendo em conta o tipo de fendilhação observada, é possível afirmar que a laje encontra-se na fase de resposta à flexão após a aplicação da carga gravítica.

A aplicação do carregamento horizontal cíclico provocou o aparecimento de novas fendas radiais que atingiam os bordos da laje em locais cada vez mais distantes do centro à medida que se atingiam *drifts* mais elevados. Da mesma forma, a abertura das fendas radiais e tangenciais que surgiram durante a aplicação do carregamento gravítico também aumentou conforme se atingiam maiores deslocamentos horizontais, sendo que estas iam progressivamente abrindo caminho desde a face superior da laje até à face inferior. Foi possível observar que a abertura das fendas variava com o sentido do carregamento horizontal, ou seja, quando se aplicava a força horizontal no sentido Sul, as fendas situadas na metade Norte do modelo abriam mais ao passo que as fendas da metade Sul fechavam-se. Um outro aspecto observado foi o aparecimento de fendas de momento positivo junto aos topos Norte e Sul do modelo, sendo estas visíveis nos bordos Este e Oeste. A formação destas fendas iniciou-se na face inferior do modelo e estas iam abrindo cada vez mais com o aumento do *drift*. O aparecimento deste tipo de fendas mostra que o sistema de ensaio utilizado consegue de facto igualar as rotações nos topos Norte e Sul, simulando assim uma situação real na qual existe momentos positivos a meio vão da laje. À medida que se atingiam *drifts* mais elevados,

as fendas de momento positivo surgiam em locais cada vez mais próximos do centro do modelo, chegando mesmo a misturarem-se com as fendas radiais; isto deve-se à alternância do sinal do momento flector provocada pelo carácter cíclico da força horizontal.

Por fim, atingiu-se a rotura por punçoamento do modelo. Esta rotura foi muito repentina e aconteceu sem qualquer aviso prévio. Não foi sequer possível identificar a formação da fenda de corte na superfície superior do modelo previamente à rotura por punçoamento. É importante mencionar que a rotura (ou formação da superfície de rotura) deu-se em dois momentos distintos. Numa primeira fase ocorreu a formação de cerca de metade da superfície de rotura, sendo esta situada na metade Norte do modelo. Esta primeira fase coincidiu com a aplicação da carga horizontal no sentido Sul. Só quando a carga horizontal alternou para o sentido Norte é que ocorreu a segunda fase da formação da superfície de rotura, na qual a fenda de corte formou uma superfície troncocónica em torno do pilar. Na Figura 4-3 e na Figura 4-5 é possível identificar um perímetro ao longo do qual o betão se encontra destacado e danificado na superfície superior do modelo. É também possível observar que esta zona apresenta um diâmetro relativamente grande (cerca de 1,40 m de diâmetro), o que é característico das lajes fungiformes com armadura de punçoamento. A Figura 4-4 mostra o aspecto pós-rotura da superfície inferior da laje, na qual se pode observar que o troço inferior do pilar metálico encontra-se ligeiramente inserido dentro do modelo (devido ao destacamento do troço de laje troncocónico).

(a)



(b)

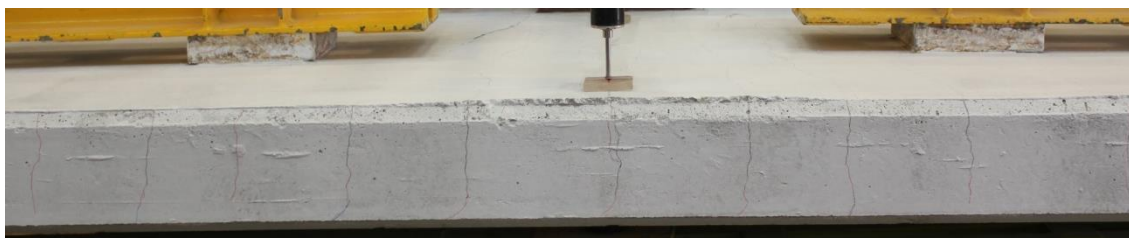


Figura 4-1 - Fendas tangenciais, radiais e de momento positivo no bordo Oeste do modelo A

(a) Após aplicação da carga gravítica (b) *Drift* de 2.5%



Figura 4-2 - Fendilhação junto ao pilar do modelo A para um *drift* de 2.5%

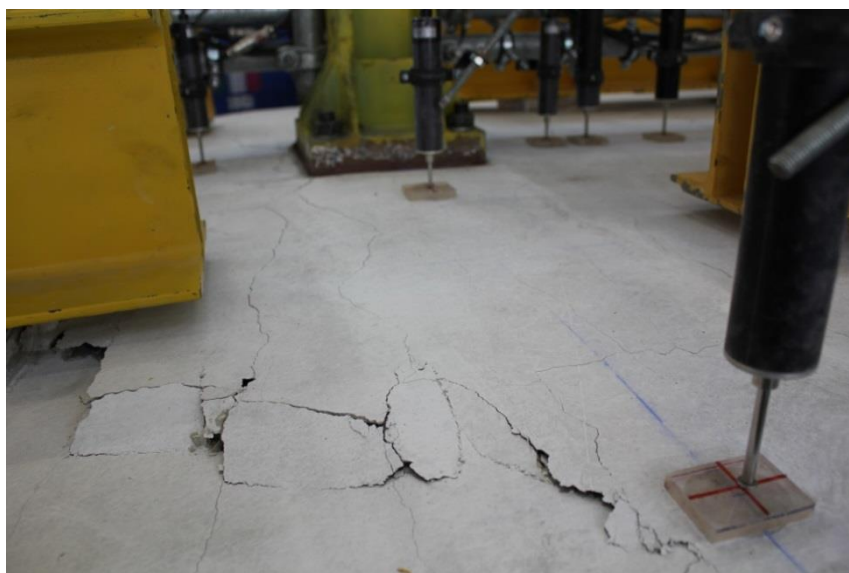


Figura 4-3 - Aspecto da face superior do modelo A após rotura por punçoamento



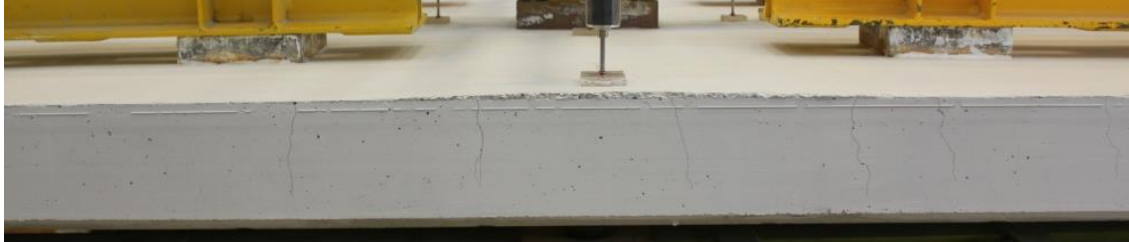
Figura 4-4 - Aspecto da face inferior do modelo A após rotura por punçoamento



Figura 4-5 - Vista geral da rotura por punçoamento do modelo A

A tipologia da fendilhação sofrida pelo modelo B foi idêntica à do modelo A em termos qualitativos, ou seja, a formação das fendas tangenciais, radiais e de momento positivo surgiram todas da mesma forma que no modelo A. No entanto, é importante salientar que neste modelo observou-se que, de modo geral, as fendas radiais e tangenciais apresentavam maior abertura que no modelo A. A rotura de punçoamento deste modelo foi igualmente repentina, mas teve um carácter ligeiramente mais “violento”, podendo ser evidenciado pela extensa degradação do betão na face superior do modelo, ao longo do perímetro da fenda de corte (Figura 4-9 e Figura 4-12). Neste modelo também se verificou que o perímetro no qual o betão se encontra destacado e danificado (superfície superior do modelo) apresenta um diâmetro superior ao registado no modelo A. Este aumento é de tal forma significativo que este perímetro chega a alcançar o bordo Oeste, podendo-se observar uma espécie de destacamento do betão a meio do comprimento deste bordo, tal como se pode ver na Figura 4-7. Também se verificou que o troço inferior do pilar ficou mais introduzido no modelo do que tinha ficado no ensaio anterior (Figura 4-10 e Figura 4-11).

(a)



(b)



Figura 4-6 - Fendas tangenciais, radiais e de momento positivo no bordo Oeste do modelo B

(a) Após aplicação da carga gravítica (b) *Drift* de 2.5%



Figura 4-7 - Destacamento do betão no bordo Oeste do modelo B



Figura 4-8 - Fendilhação junto ao pilar do modelo B para um drift de 2.5%



Figura 4-9 - Aspecto da face superior do modelo B após rotura por punçoamento



Figura 4-10 - Troço inferior do pilar introduzido no modelo B após rotura por punçoamento



Figura 4-11 - Aspecto da face inferior do modelo B após rotura por punçoamento



Figura 4-12 - Vista geral da rotura por punçoamento do modelo B

Após a realização dos ensaios, os modelos foram cortados ao meio segundo a direcção Norte-Sul. Desta forma, os modelos ficam divididos em duas metades: a metade Este e a metade Oeste. Esta divisão teve como objectivo observar e caracterizar geometricamente a superfície de rotura da laje e, através disto, identificar o tipo de rotura sofrida pelo modelo. Na Tabela 4-2 são apresentados os valores médios da inclinação da superfície de rotura dos dois modelos ensaiados.

Tabela 4-2 - Inclinação média da superfície de rotura

Modelo	C-50	A	B
$\alpha_{médio}$ [°]	34	20	24

O modelo B apresenta uma superfície de corte ligeiramente mais inclinada do que a do modelo A. No entanto, é o modelo C-50 que apresenta a superfície de corte mais inclinada de todos os modelos, o que é característico de lajes fungiformes sem armadura de punçoamento.

Na Figura 4-13 e na Figura 4-14 estão representadas as superfícies de rotura dos modelos ensaiados, após terem sido cortados transversalmente na direcção Norte-Sul. Os traços vermelhos presentes nas superfícies de corte transversal indicam a posição das várias camadas de armadura de punçoamento.



Figura 4-13 - Superfície de rotura - Modelo A

(Em cima: superfície de corte da metade Este. Em baixo: superfície de corte da metade Oeste)

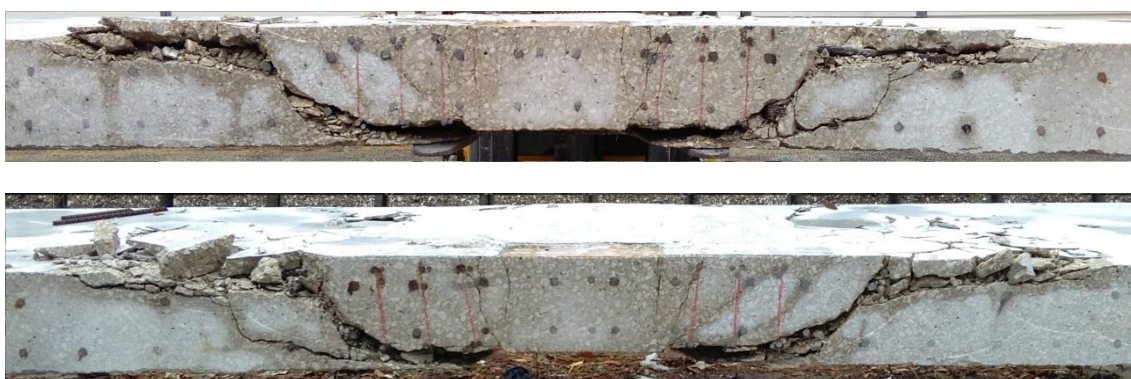


Figura 4-14 – Superfície de rotura – modelo B

(Em cima: superfície de corte da metade Este. Em baixo: superfície de corte da metade Oeste)

No caso do modelo A, a fenda de corte que conduziu à rotura por punçoamento passa por fora dos estribos de todas as camadas de armaduras. Isto traduz-se num modo de rotura que é causado pela delaminação do recobrimento da face inferior da laje. Este tipo de rotura acontece quando a armadura de punçoamento não possui suficiente capacidade de amarração à armadura longitudinal. Como tal, este tipo de rotura poderia ser evitado caso se utilizassem outros tipos de armadura com melhor capacidade de amarração (tais como *shear studs* ou *shear bolts*), o que poderia resultar na transição para um modo de rotura interior. Ainda assim, coloca-se a possibilidade deste mesmo fim ser atingido através da adição de uma ou mais camadas adicionais de estribos, visto que os dois modos de rotura anteriormente mencionados são muito semelhantes (ainda que originados por razões diferentes). Para além da superfície de corte que originou a rotura, é ainda possível observar a formação de uma segunda fenda de corte que, ao ramificar-se, atravessa todas as camadas de armadura específica. Esta fenda com carácter mais secundário poderia ter causado a rotura por punçoamento se não existisse armadura de punçoamento, visto que foram os estribos que controlaram a abertura desta fenda de corte secundária. Através dos valores das extensões apresentadas na Figura 4-32 é possível constatar que os estribos atravessados por esta fenda

secundária apresentam extensões bastante elevadas anteriormente à rotura, o que significa que esta fenda secundária é formada antes da fenda que deu origem à superfície de corte.

Neste modelo também é possível identificar outras fendas quase verticais que se localizam entre o pilar e a primeira camada de estribos (tanto do lado Sul com do lado Norte do pilar), sem nunca a intersectar. A proximidade ao pilar e a verticalidade são características que sugerem que estas fendas são originadas por fenómenos de flexão (e não por corte), sendo portanto identificadas como fendas tangenciais.

O modelo B apresenta uma fenda de corte que passa pelo exterior de todas as camadas de armadura de punçoamento, resultando numa rotura causada pela delaminação do recobrimento da face inferior do modelo. Este tipo de rotura é motivado pela insuficiente capacidade de amarração associada aos estribos, tal como explicado anteriormente. A transição para um tipo de rotura interior passaria uma vez mais pela alteração do tipo de armadura específica usada ou possivelmente pela adição de uma camada extra de estribos, colocando-se portanto a hipótese de que as regras de pormenorização impostas pelo EC2 poderão eventualmente ser desadequadas para situações em que as lajes fungiformes são solicitadas por acções cíclicas. A falta de eficiência da armadura de punçoamento não só motivou a ocorrência deste modo de rotura como também explica a razão pela qual os valores da carga e do deslocamento horizontal de rotura registados no modelo B serem tão semelhantes aos registados no modelo A (ainda que os dois modelos tenham diferentes quantidades de armadura específica). Isto significa que a falta de eficiência da armadura de punçoamento manifesta-se num determinado patamar de carga/*drift* (no qual ocorre a rotura) que é independente da quantidade de armadura específica instalada. Para além da fenda de corte que originou a rotura, é possível identificar duas fendas secundárias que atravessam a segunda e terceira camada de estribos situados na metade Norte do modelo mas cuja abertura foi controlada pela acção da armadura de punçoamento. As mesmas fendas tangenciais que foram identificadas no modelo A são também identificáveis neste modelo.

4.4 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO

A realização dos ensaios possibilitou a obtenção dos diagramas histeréticos de cada modelo. A partir destes gráficos calcularam-se alguns factores tais como o coeficiente de amortecimento viscoso, rigidez lateral efectiva, *Displacement Ductility* e o índice de deformação residual (mais conhecido como *Residual Deformation Index* ou RDI), tal como foi exposto em 2.2.6. Estes resultados permitem avaliar quantitativamente e qualitativamente o comportamento dos modelos face ao carregamento cíclico.

4.4.1 DIAGRAMAS HISTERÉTICOS

A realização dos ensaios permitiu obter o diagrama histerético do modelo C-50 (Figura 4-1), do modelo A (Figura 4-16) e do modelo B (Figura 4-17). É importante esclarecer desde já que o sentido positivo do deslocamento horizontal coincide com o sentido Norte-Sul.

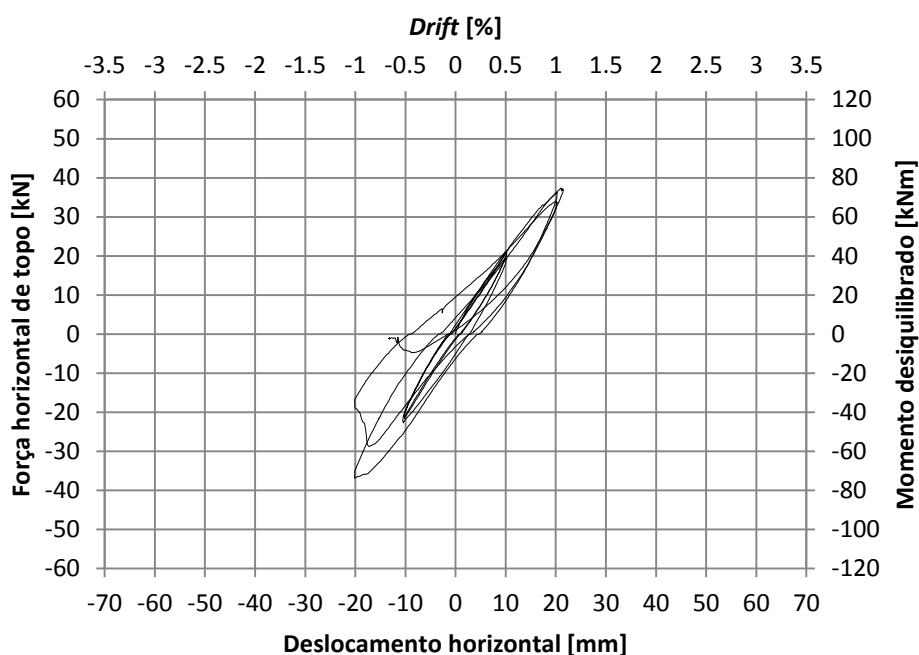


Figura 4-15 - Diagrama histerético do modelo C-50

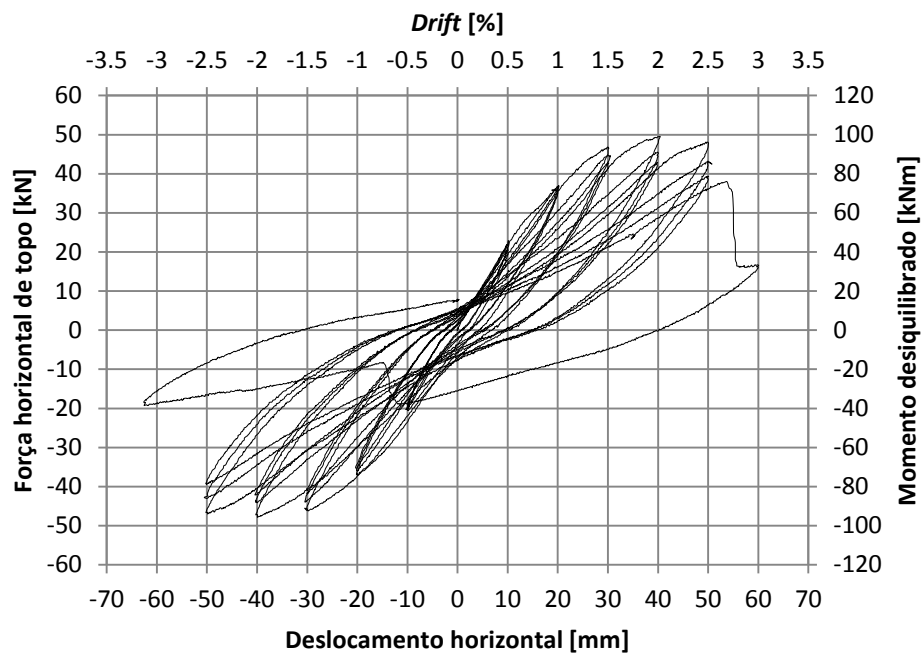


Figura 4-16 - Diagrama histerético do modelo A

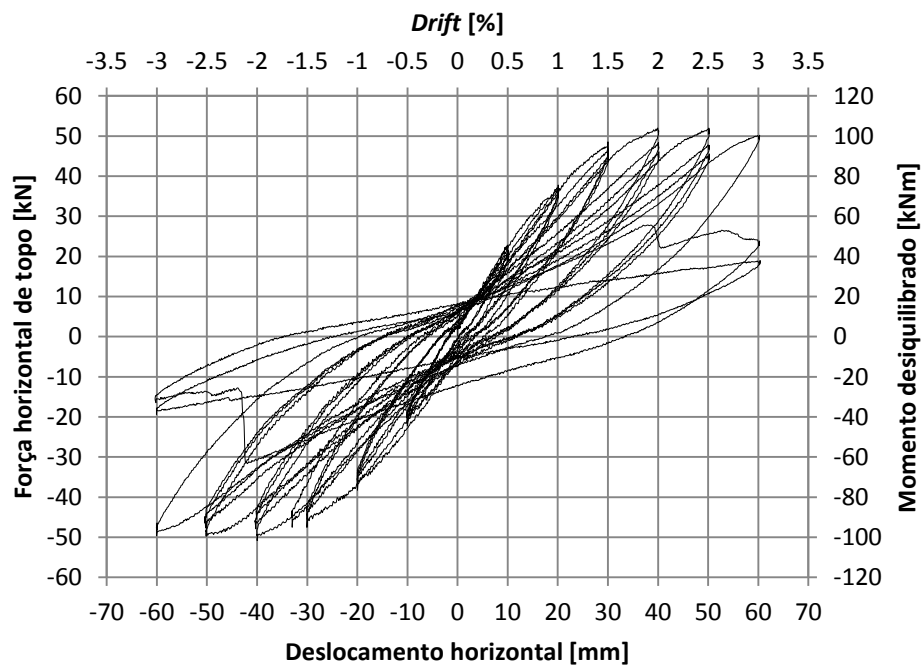


Figura 4-17 - Diagrama histerético do modelo B

Para melhor se perceber a variação da força horizontal máxima atingida após cada ciclo de carregamento, apresenta-se o gráfico da Figura 4-18, no qual estão representados três pontos por cada *drift*, correspondentes a cada um dos três ciclos de carregamento no sentido Sul (por cada patamar de *drift*).

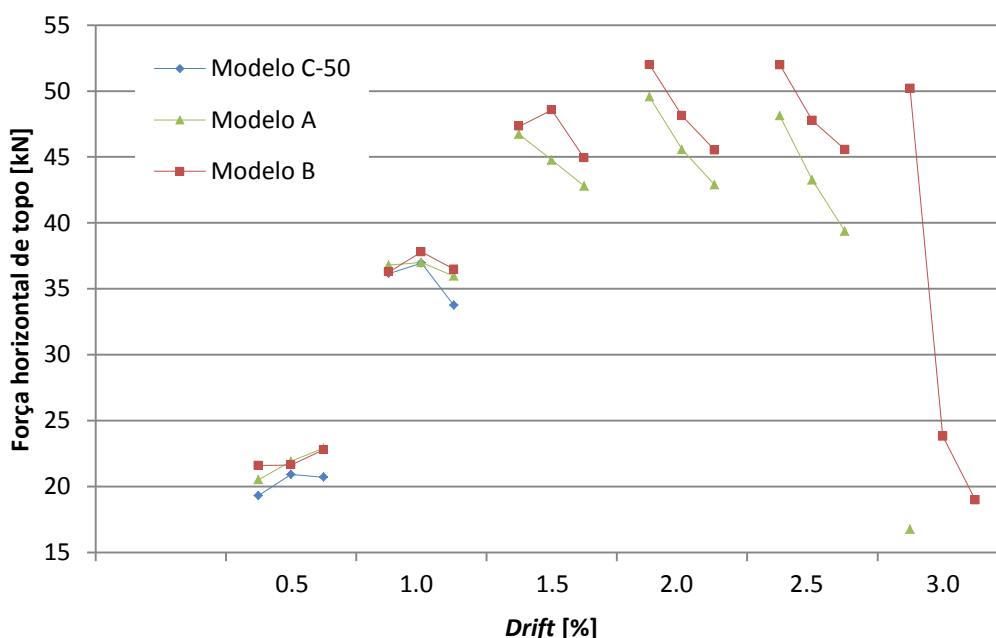


Figura 4-18 - Evolução da força horizontal máxima no final de cada ciclo (direção Sul)

No diagrama histerético do modelo C-50 é possível observar que, ao longo dos vários ciclos, os caminhos de carga são bastante semelhantes aos caminhos de descarga, reflectindo-se na área reduzida que cada ciclo ocupa no diagrama. Como tal, é possível afirmar que neste modelo ocorre uma dissipação de energia bastante reduzida e que tem tendência a diminuir do primeiro ao longo dos vários ciclos de cada patamar de *drift* (visto que a área de cada ciclo vai diminuindo). Isto também apoiado pelo facto de que tanto o caminho de carga como o de descarga exibem um desenvolvimento quase linear. Neste diagrama é possível identificar o momento da rotura por punçoamento através da queda súbita no valor da força horizontal num dos ciclos de carregamento no sentido Norte. O gráfico da Figura 4-18 permite observar que do primeiro para o segundo ciclo de carregamento (tanto para 0.5% como para 1.0% de *drift*) ocorre uma espécie de endurecimento do modelo, visto que a força horizontal aplicada aumenta para o mesmo deslocamento. Isto poderá ser explicado pelo próprio fenómeno de endurecimento do aço das armaduras longitudinais, que ocorre após a cedência deste material.

O diagrama histerético do modelo A mostra um desenvolvimento bastante similar ao diagrama do modelo C-50 até aos 1.0% de *drift*, excepto a quantidade de carga horizontal aplicada, que foi superior no modelo A. Isto pode ser explicado pelo facto do modelo A possuir armadura específica, o que confere ao modelo uma maior rigidez. O endurecimento observado

no modelo C-50 também se verificou neste modelo, mas apenas nos patamares de 0.5% e 1.0% de *drift*. Nos restantes patamares de *drift*, a força horizontal máxima aplicada decresce entre ciclos consecutivos do mesmo *drift*, o que reflecte a perda de capacidade resistente do modelo causada pelo carácter cíclico do carregamento horizontal. Como é de esperar, a transição entre patamares de *drift* diferentes é marcado pelo aumento significativo da força horizontal aplicada face ao primeiro ciclo do patamar anterior, excepto nos 3.0% de *drift*, onde a laje mostra claros sinais de estar na eminência da rotura por punçoamento. Os ciclos de carregamento deste modelo possuem uma maior área no diagrama histerético para *drifts* superiores a 1.5%, assim como uma maior diferença entre os caminhos de carga e descarga dos vários ciclos. Isto evidência uma maior dissipação de energia causada pela degradação da integridade da ligação laje-pilar e também um comportamento mais “plástico” nesta fase mais avançada do carregamento horizontal cíclico. Uma vez mais é possível identificar o momento em que se deu a rotura por punçoamento através da descida brusca da força horizontal aplicada.

O modelo B apresenta um comportamento histerético muito semelhante ao do modelo A. Ainda assim, é possível apontar algumas diferenças tais como o facto de ter completado o ciclo de carga no sentido Sul para um *drift* de 3.0%, o facto de ainda ocorrer fenómenos de endurecimento para 1.5% de *drift* e o facto de este modelo apresentar forças horizontais máximas significativamente superiores em todos os ciclos (sendo isto causado pela maior quantidade de armadura de punçoamento). É interessante verificar que, à semelhança dos outros modelos, o ciclo que mais área ocupa no diagrama histerético (ou seja, aquele onde maior dissipação de energia existe) coincide com o ciclo imediatamente posterior à ocorrência da rotura por punçoamento, que é o momento no qual ocorrem os danos mais significativos sofridos pelo modelo.

Para efeitos de comparação dos valores máximos de carga horizontal registados em cada patamar de *drift* entre os vários modelos, apresenta-se na Figura 4-19 a envolvente dos diagramas histeréticos dos vários modelos analisados.

A observação das curvas de envolvente e dos próprios diagramas histeréticos permite verificar que os modelos A e B apresentam um comportamento mais dúctil que o modelo C-50 porque tanto nos seus diagramas histeréticos como nas suas curvas de envolvente é possível identificar uma espécie de patamar (ainda que relativamente curto) no qual o valor da força horizontal aplicada se mantém e o deslocamento horizontal aumenta. Isto representa a capacidade que estes modelos possuem de suportar deslocamentos quando se encontram em fase claramente plástica, ou seja, a sua ductilidade. Por outro lado, o modelo C-50 não possui esse dito “patamar”, o que denota um comportamento francamente frágil.

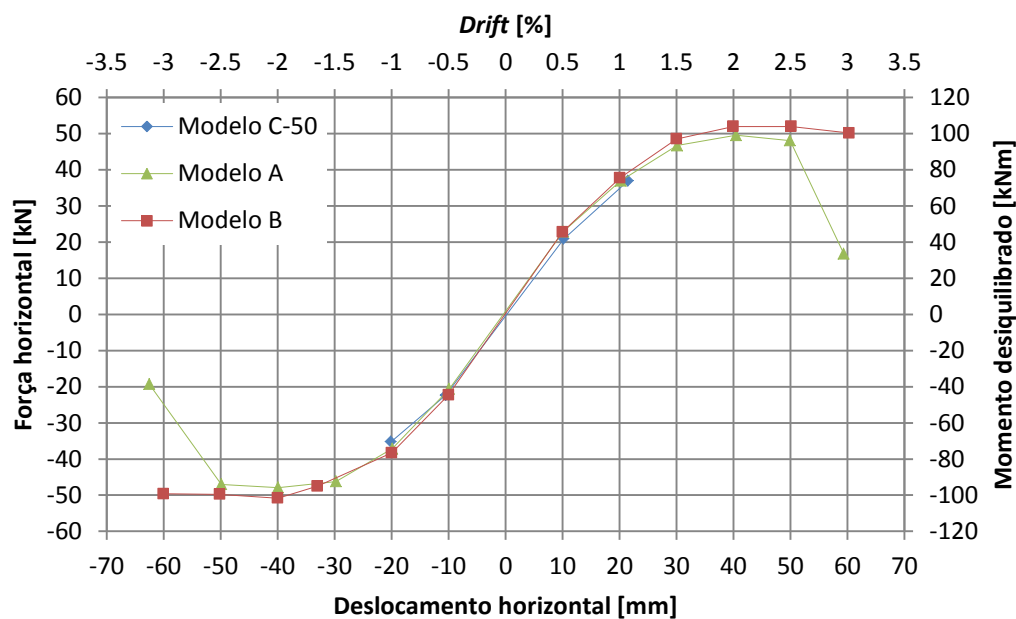


Figura 4-19 - Envoltória dos diagramas histeréticos

4.4.2 COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO VISCOSO EQUIVALENTE

Tal como exposto anteriormente, o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é um factor que está directamente ligado à quantidade de energia dissipada pelo modelo ao ser solicitado e, consequentemente, aos danos sofridos. Os valores do coeficiente de amortecimento viscoso de cada ciclo de carregamento referentes ao modelo C-50 podem ser visualizados no gráfico da Figura 4-20, os do modelo A no gráfico da Figura 4-21 e os do modelo B no gráfico da Figura 4-22. De modo geral, os modelos apresentam um coeficiente de amortecimento viscoso equivalente relativamente baixo, o que demonstra a baixa capacidade de dissipar energia característica das ligações laje-pilar.

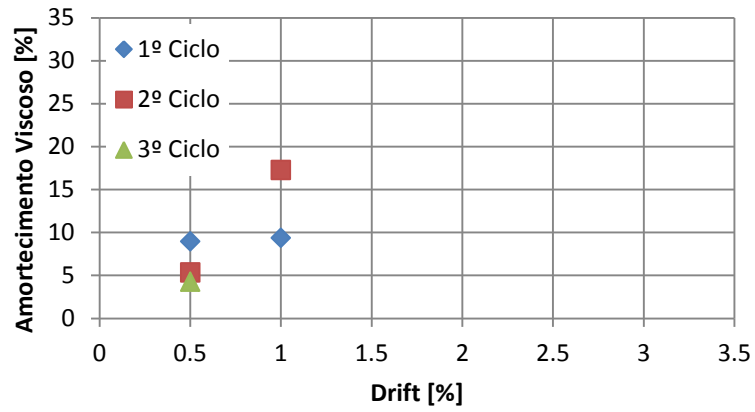


Figura 4-20 – Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo C-50

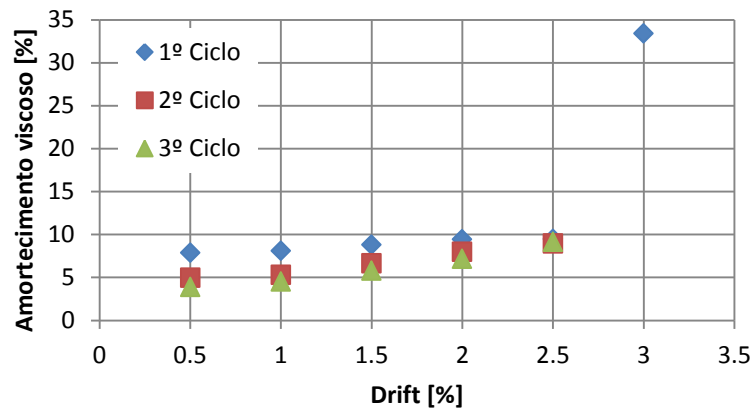


Figura 4-21 - Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo A

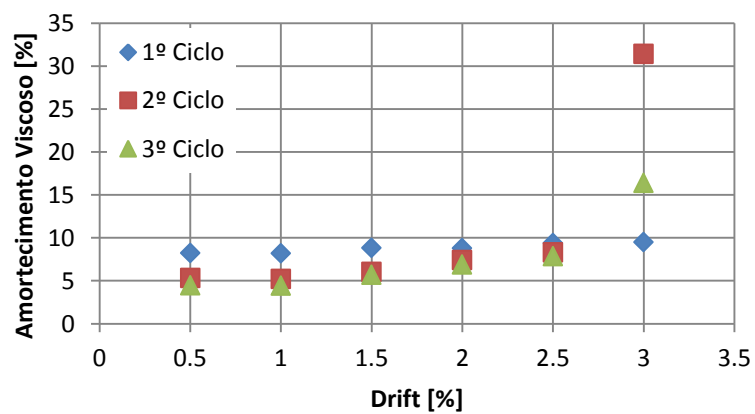


Figura 4-22 - Coeficiente de amortecimento viscoso - modelo B

Estes gráficos permitem observar que o coeficiente de amortecimento viscoso assume valores semelhantes entre os vários modelos para o mesmo patamar de *drift*. Isto é especialmente verdade para os modelos A e B, nos quais se constata uma evolução praticamente idêntica deste valor ao longo de todos os patamares de *drift*, excepto no patamar dos 3.0%. Isto indica que a taxa de evolução da quantidade de energia dissipada ao longo do ensaio é transversal a todos os modelos.

Como seria de esperar, o valor deste coeficiente manifesta uma tendência crescente ao longo dos vários patamares de *drift*, visto que o modelo sofre danos cada vez maiores com o aumento do deslocamento de topo imposto. Da igual forma, este valor é muito superior após ter ocorrido a rotura por punçoamento. É interessante constatar que o valor deste coeficiente é sempre superior no primeiro ciclo de cada patamar de *drift*. Isto apoia o que foi anteriormente observado nos diagramas histeréticos, nomeadamente o facto de ser o primeiro ciclo de carregamento o causador de maior perda de rigidez do modelo. Ainda assim, é possível observar que a diferença que existe entre os outros ciclos vai sendo amenizada à medida que se atingem *drifts* mais elevados. Isto indica que, para maiores *drifts*, cada ciclo de carregamento inflige um dano semelhante no modelo.

4.4.3 DISPLACEMENT DUCTILITY

Através da adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético de cada modelo obteve-se o valor do *displacement ductility*, que tem como objectivo quantificar a ductilidade de cada modelo. Na Tabela 4-3 são apresentados os valores do deslocamento correspondente à plastificação idealizada do modelo (δ_y) e os valores deste índice quando calculado para o deslocamento correspondente à força máxima (μ_{peak}) e a 95% da força máxima ($\mu_{0.95}$) após esta ter sido registada (em ciclos de carregamento no sentido Sul).

Tabela 4-3 – Valores de δ_y , μ_{peak} e $\mu_{0.95}$

Modelo	δ_y [mm]	<i>Drift</i> correspondente [%]	μ_{peak}	$\mu_{0.95}$
C-50	15.37	0.77	1.40	-
A	20.84	1.04	1.94	2.41
B	21.58	1.08	1.85	3.00

Os resultados obtidos indicam que o modelo B apresenta o maior nível de ductilidade, pois consegue atingir um deslocamento três vezes superior ao que provoca a sua plastificação idealizada. O modelo A não possui tanta ductilidade como o modelo B, ainda que represente um aumento significativo face ao modelo C-50, para o qual o índice calculado assume um valor bem mais baixo que os outros dois modelos. Para além disso, o modelo C-50 também tem a particularidade de não ter atingido deslocamentos superiores ao deslocamento

correspondente à carga horizontal máxima, razão pela qual só se calculou o valor de μ_{peak} . Outro aspecto que vale a pena ser realçado é o facto dos modelos A e B apresentarem deslocamentos de plastificação ideal e de pico muito semelhantes mas possuem valores de $\mu_{0.95}$ consideravelmente diferentes. Isto deve-se ao facto do modelo A perder capacidade de resistir a forças horizontais após a rotura por punçoamento muito mais rapidamente que o modelo B. De modo geral, é possível afirmar que o cálculo deste parâmetro apoia o que foi inferido através da observação dos diagramas histeréticos.

4.4.4 RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA

Através dos diagramas histeréticos dos vários modelos foi possível obter os valores da rigidez efectiva para cada ciclo de carregamento. Estes valores encontram-se representados no gráfico da Figura 4-23.

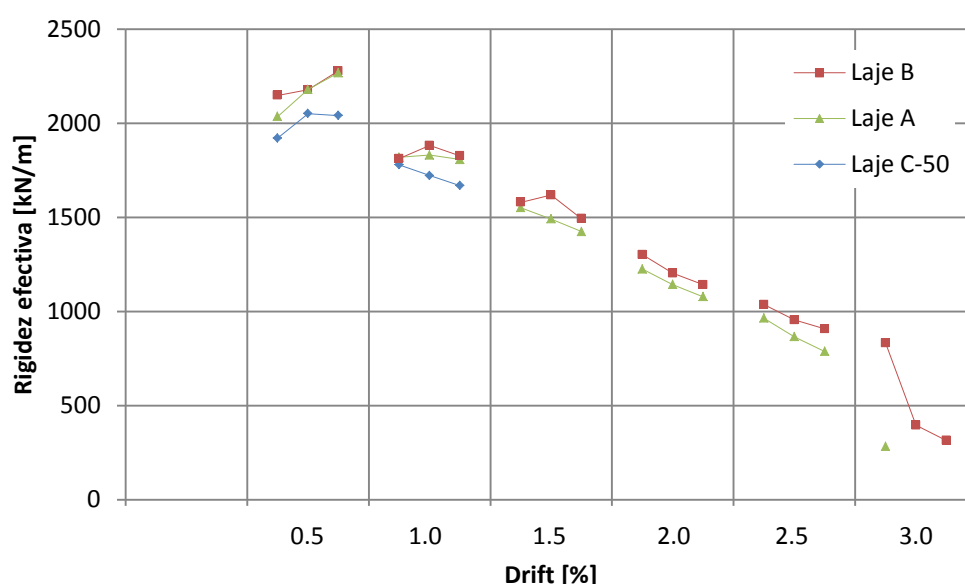


Figura 4-23 – Rigidez lateral efectiva

Este gráfico mostra que em todos os modelos ocorre, para patamares de *drift* iniciais, um aumento da rigidez lateral efectiva após o primeiro ciclo de carregamento. Isto apoia o que foi apontado anteriormente acerca dos fenómenos de endurecimento verificados em fases iniciais do carregamento horizontal. Uma característica comum a todos os modelos é o facto de ocorrerem decréscimos consideráveis de rigidez nas transições entre *drifts* diferentes, até se alcançar um *drift* de 1.5%. A partir deste patamar, tanto no modelo A como no B, observa-se que a perda de rigidez lateral efectiva é muito mais uniforme à medida que o carregamento horizontal vai prosseguindo, mesmo na transição entre *drifts* diferentes. Tal como já fora observado de modo análogo nos diagramas histeréticos, o modelo B é o que apresenta maior

resistência ao carregamento horizontal durante a realização do ensaio. Para o modelo A e B, o momento em que ocorre maior perda de rigidez coincide com o momento em que ocorre rotura por punçoamento.

4.4.5 ÍNDICE DE DEFORMAÇÃO RESIDUAL (RDI)

Os valores do índice de deformação residual referentes aos modelos ensaiados encontram-se representados no gráfico da Figura 4-24. Este índice foi calculado para cada ciclo completo realizado ao longo dos ensaios.

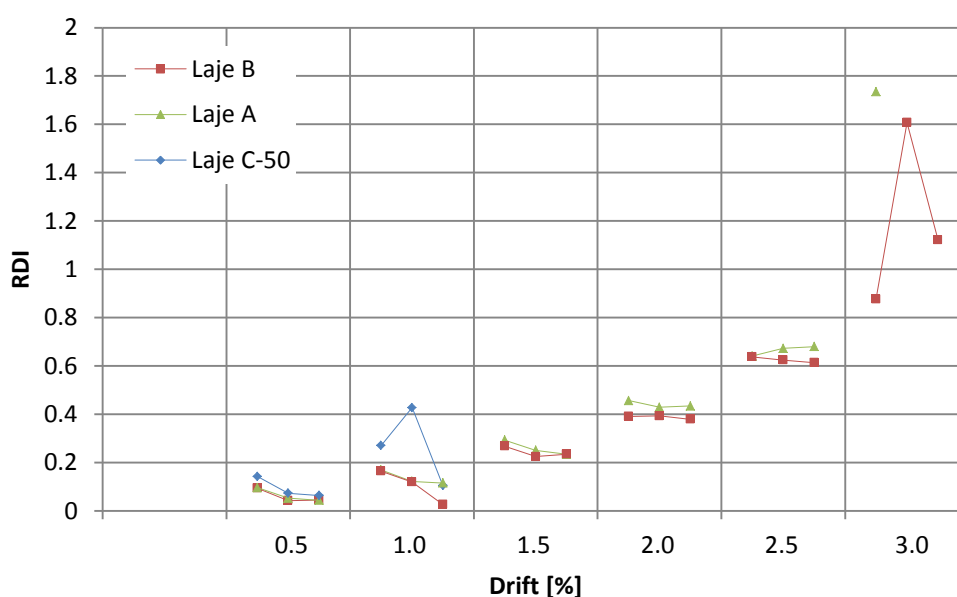


Figura 4-24 - Índice de deformação residual

Tendo em conta que este índice representa uma medida do dano sofrido pelos modelos ao longo do ensaio, é possível inferir que a transição entre patamares de *drift* diferentes provoca danos superiores nos modelos do que a transição entre ciclos do mesmo *drift*. No entanto, esta tendência é menos evidente para patamares de *drift* iniciais (até 1.0%), o que indica que, para baixos *drifts*, o carácter cíclico do carregamento é o factor que mais contribui para a perda de integridade dos modelos. Como seria de esperar, o maior nível de dano é registado, para todos os modelos, na imediação da rotura por punçoamento. Este índice permite ainda verificar que todos os modelos analisados assumem, de certa forma, um comportamento elástico não-linear, evidenciado pelo facto deste índice assumir valores inferiores à unidade durante grande parte da duração do ensaio. Em suma, este índice permite consolidar o que foi observado nos parâmetros anteriormente calculados.

4.5 EXTENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

Serão agora apresentados os resultados relativos às extensões médias verificadas nas armaduras longitudinais instrumentadas de acordo com o que foi indicado em 3.5. Os resultados serão exibidos na forma de gráficos que mostram o desenvolvimento das extensões ao longo do ensaio ou que mostram quais os valores máximos de extensão atingida para os vários patamares de *drift* atingidos ao longo dos ensaios.

4.5.1 MODELO C-50

Os gráficos da Figura 4-25 exibem a evolução das extensões registadas por um par de extensómetros posicionados em lados opostos do pilar e a evolução das extensões registadas por todos os extensómetros de um dos lados do pilar (Sul ou Norte).

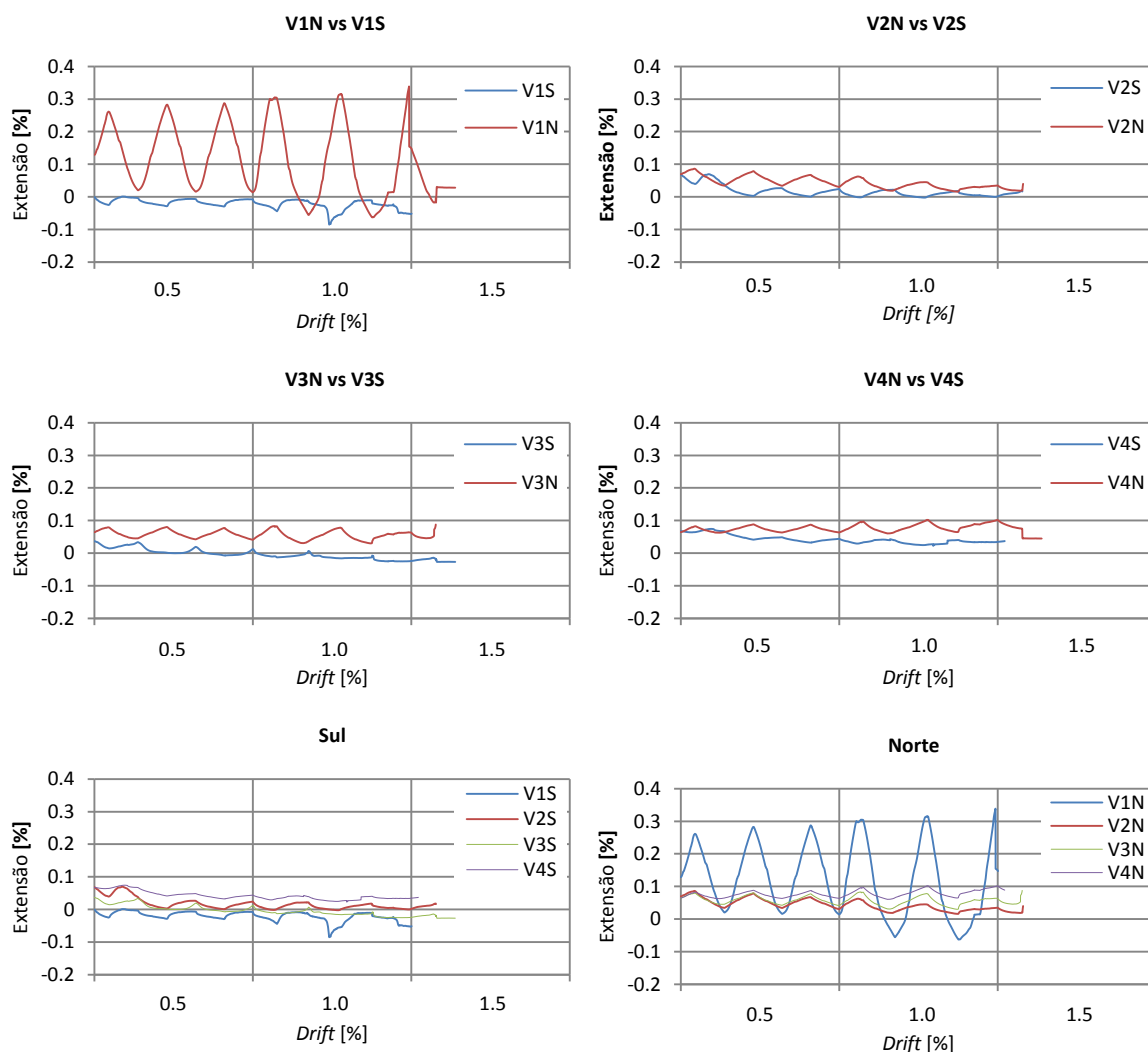


Figura 4-25 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo C-50

Estes gráficos permitem observar que, à excepção do par de varões V1S e V1N, todos os pares de varões em lados opostos do pilar apresentam sensivelmente o mesmo valor de extensão quando se inicia o carregamento cíclico, o que faz sentido visto que nesta fase o modelo apenas está sujeito ao carregamento gravítico. Também é possível observar que, de modo geral, ocorre uma espécie de alternância entre as extensões de dois varões em lados opostos do pilar durante a aplicação da carga horizontal cíclica, ou seja, enquanto que um dos varões atinge um máximo relativo no valor da sua extensão o seu par exibe um mínimo relativo. Isto é explicado pelo facto de que a aplicação da força horizontal numa determinada direcção conduz ao aumento do momento flector negativo actuante num lado do pilar e à sua diminuição no outro, o que se traduz no aumento e redução das extensões na armadura longitudinal superior em lados opostos do pilar. A redução da extensão dos varões causada por este fenómeno pode ser tão significativa ao ponto de inverter o sinal das extensões, querendo isto dizer que um varão da armadura superior poderá passar a estar comprimido ao invés de traccionado, tal como acontece com o varão V1N, por exemplo.

Quanto à cedência dos varões, observou-se que o varão V1N foi o único a atingir a cedência para um *drift* de 0.5%, sendo também um dos dois varões mais próximos do pilar.

Uma outra tendência que se manifesta é o facto das extensões nos varões registadas na metade Norte do modelo são consistentemente superiores às registadas do lado Sul. É também possível observar que, de modo geral, as extensões registadas nos varões são tanto menores quanto mais distantes forem estes do pilar. Esta tendência apenas apresenta uma excepção para o caso do extensómetro V1N, que apresenta extensões muito superiores às registadas por todos os outros extensómetros. Isto sugere que a acção do momento actuante transferido pelo pilar só se faz sentir junto do pilar.

Nos gráficos da Figura 4-26 encontram-se representadas as extensões máximas registadas no lado Sul e Norte para cada patamar de *drift* (quando se efectua o carregamento horizontal no sentido Sul).

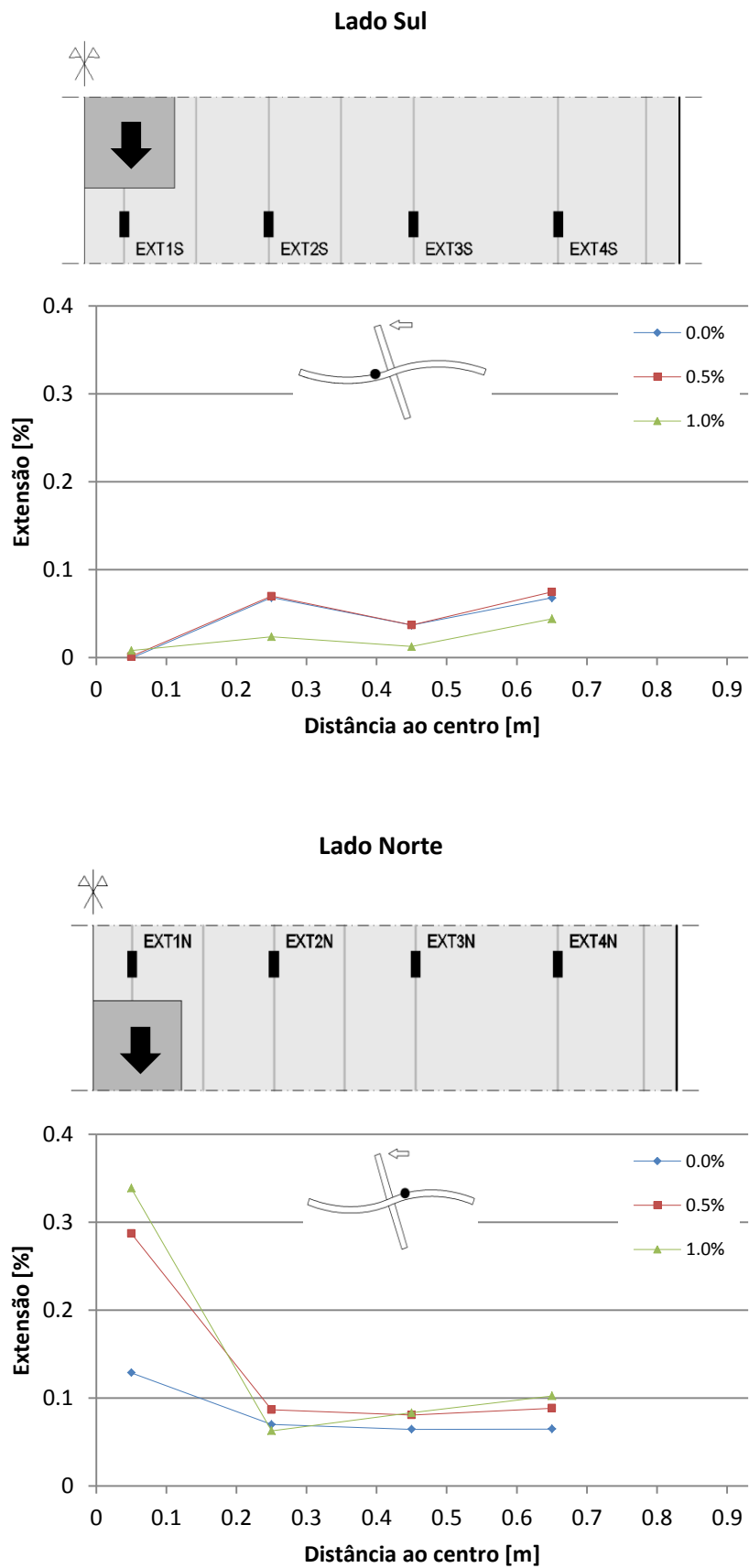
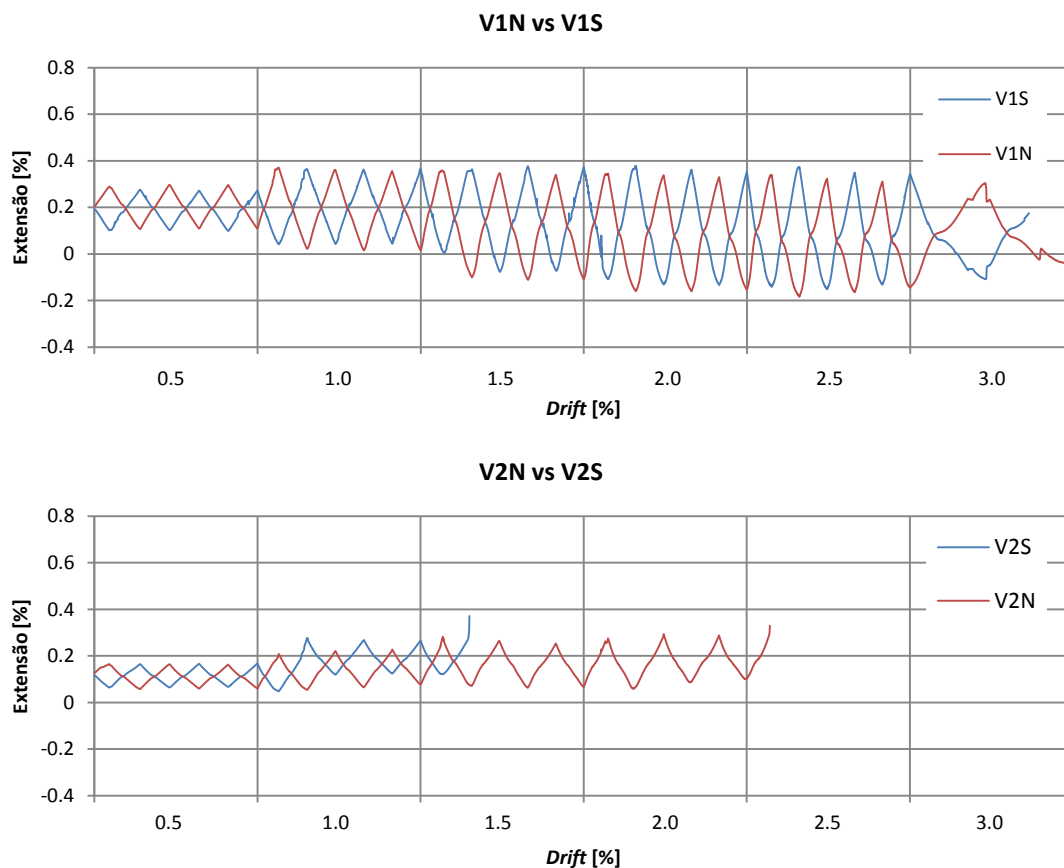


Figura 4-26 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo C-50

Pode-se uma vez mais observar que o extensómetro V1N regista extensões muito superiores a qualquer outro extensómetro e que as extensões evoluem no sentido decrescente para varões mais afastados do pilar (na metade Norte do modelo). Como tal, constata-se novamente que a imposição de deformações laterais tem um efeito muito localizado que pode ser observado nos varões adjacentes ao pilar (sobretudo no varão V1). Também é possível observar que, de modo geral, os valores das extensões na metade Norte e Sul variam de forma oposta, ou seja, enquanto que na metade Sul do modelo as extensões diminuem para patamares de *drift* superiores, na metade Norte verifica-se um aumento sucessivo. Isto deve-se ao facto destes valores terem sido registados para ciclos nos quais o carregamento foi efectuado no sentido Sul (o que provoca aumento das extensões na metade Norte e diminuição na metade Sul, tal como já tinha sido visto).

4.5.2 MODELO A

Os gráficos da Figura 4-27 exibem a variação das extensões nos varões instrumentados da armadura longitudinal superior.



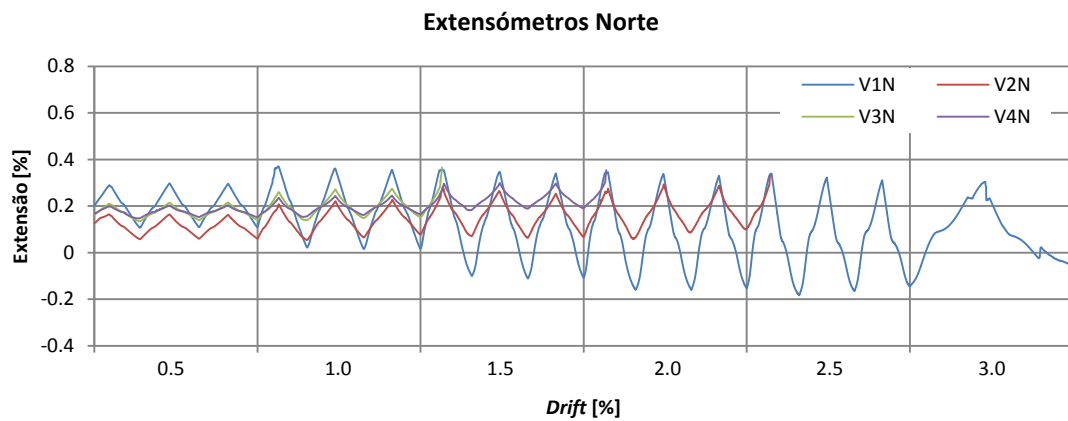
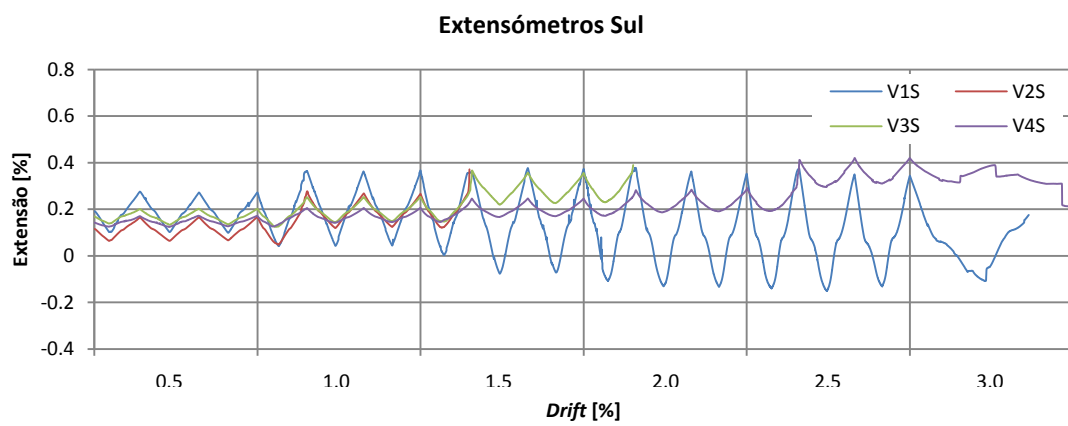
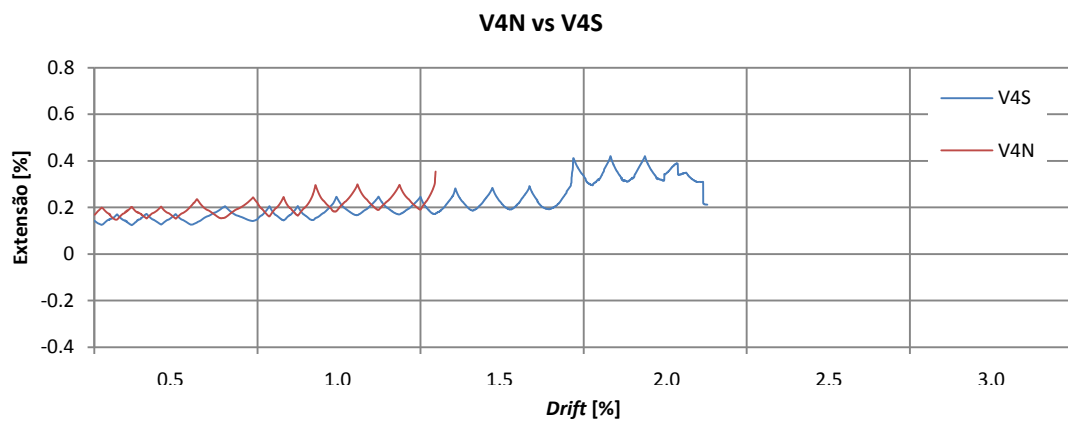
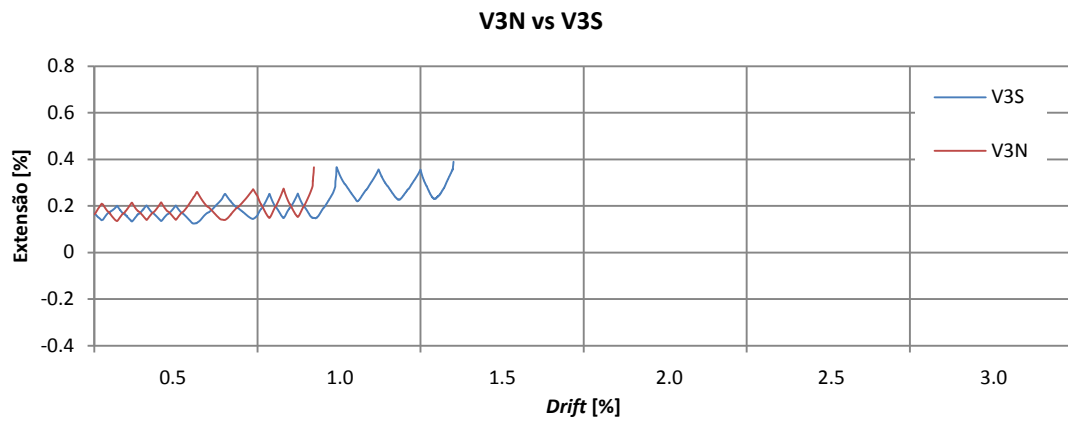
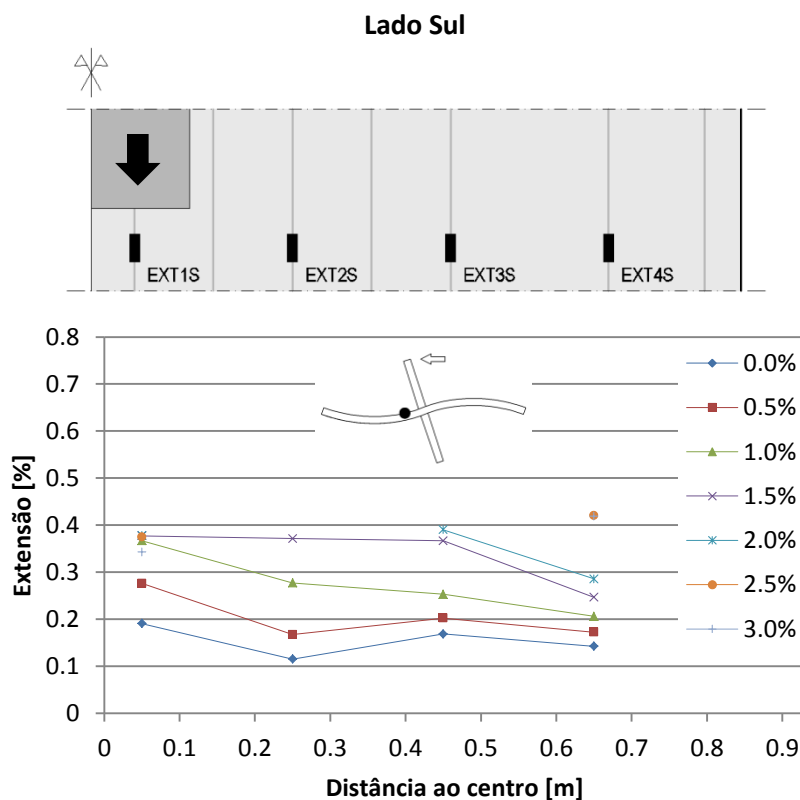


Figura 4-27 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo A

À semelhança do modelo C-50, as extensões registadas no modelo A também apresentam valores idênticos para pares de extensómetros localizados em lados opostos do pilar, assim como evidenciam uma alternância de valores que coincide com a alternância da direcção da força horizontal ao longo dos ciclos de carregamento. Também se observa que para *drifts* superiores a 1,0% ocorre inversão do sinal das extensões registadas nos extensómetros V1N e V1S. Alguns extensómetros, como por exemplo o V3N e V3S, deixaram de funcionar para patamares de *drift* relativamente iniciais, o que impediu o registo de dados durante parte do ensaio. Ao contrário do que foi observado no modelo C-50, os valores das extensões apresentam-se muito mais uniformes ao longo de todos os varões, especialmente no que toca aos pares de extensómetros localizados em lados opostos do pilar, o que pode significar que a adição de armadura de punçoamento permite alargar a zona na qual o momento transferido pelo pilar é absorvido pelo modelo.

No que toca à cedência dos varões, os varões do lado Sul vão cedendo um após outro, começando pelo V1S aos 0.5% de *drift*, seguido pelo V2S aos 1.0%, pelo V3S aos 1.5% e acabando pelo V4S aos 2.0% de *drift*. Do lado Norte, o varão V1N entra em cedência para um patamar de *drift* de 0.5%, seguido do V3N aos 1.0% e acabando com os varões V2N e V4N a cederem aos 1.5% de *drift*. É possível observar que existe a tendência dos primeiros varões a entrarem em cedência serem aqueles que mais perto do pilar se encontram.

Nos gráficos da Figura 4-28 encontram-se representadas as extensões máximas registadas no lado Sul e Norte para cada patamar de *drift*.



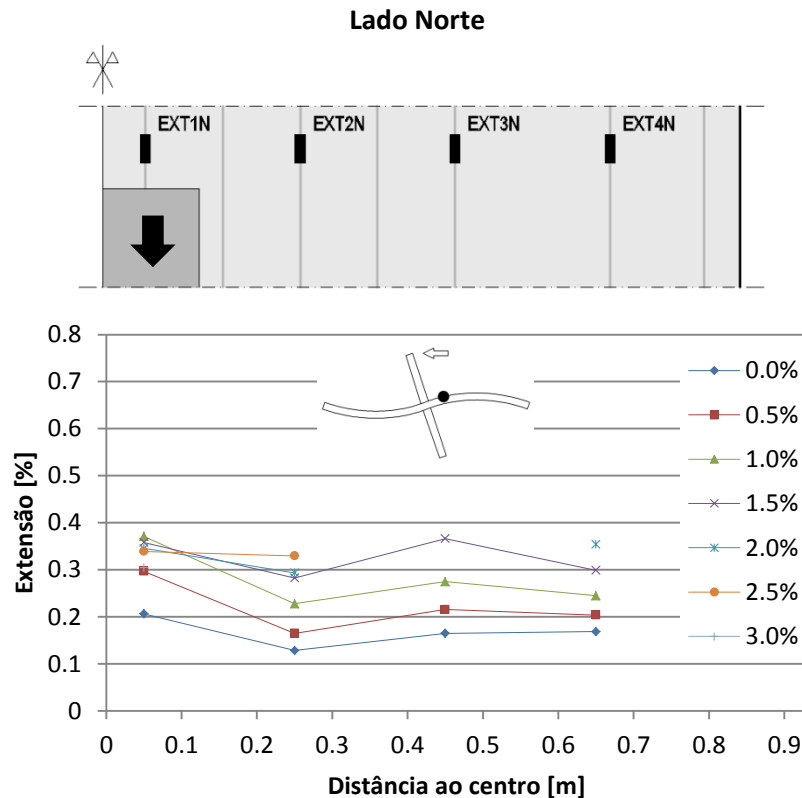
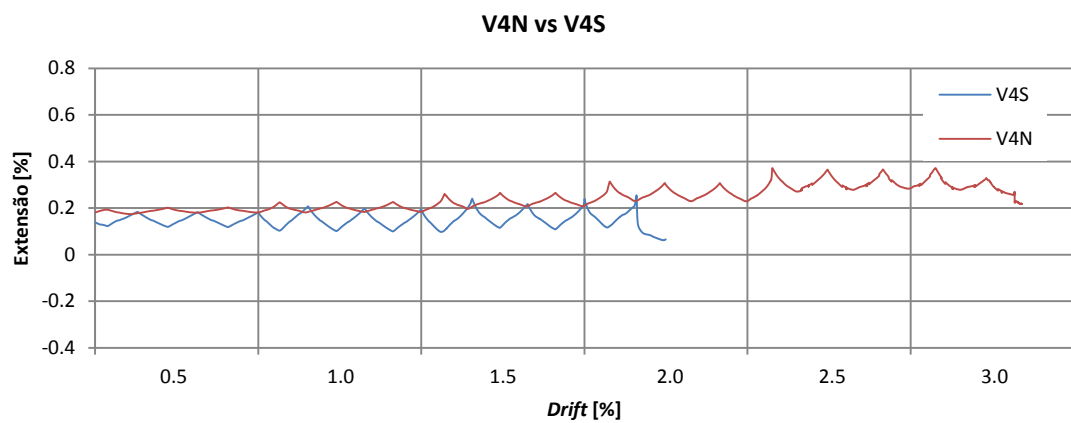
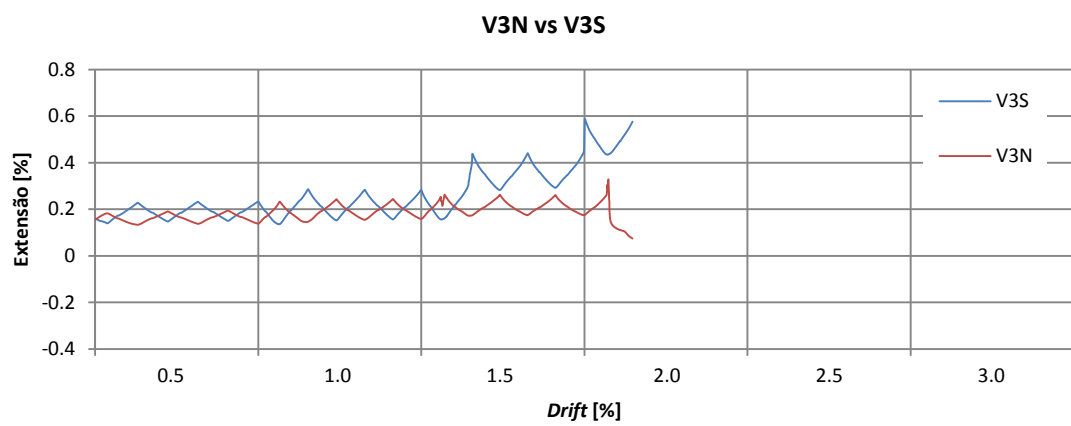
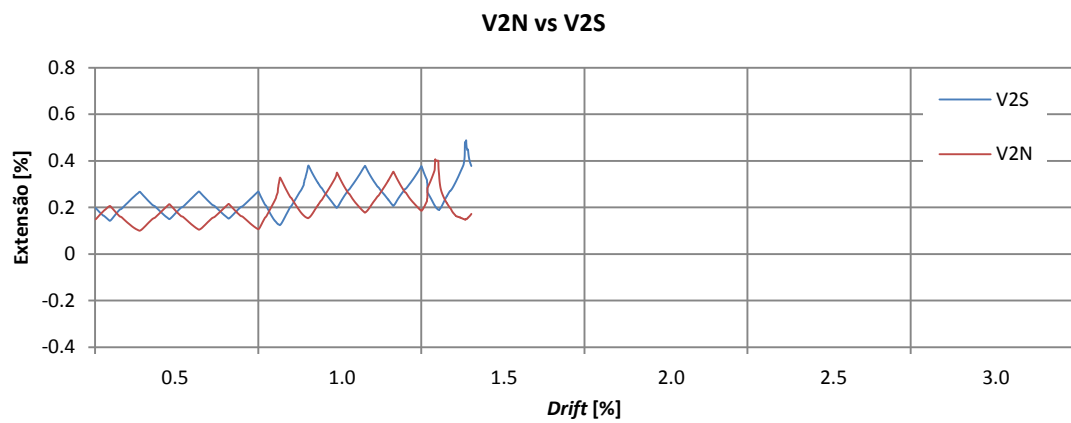
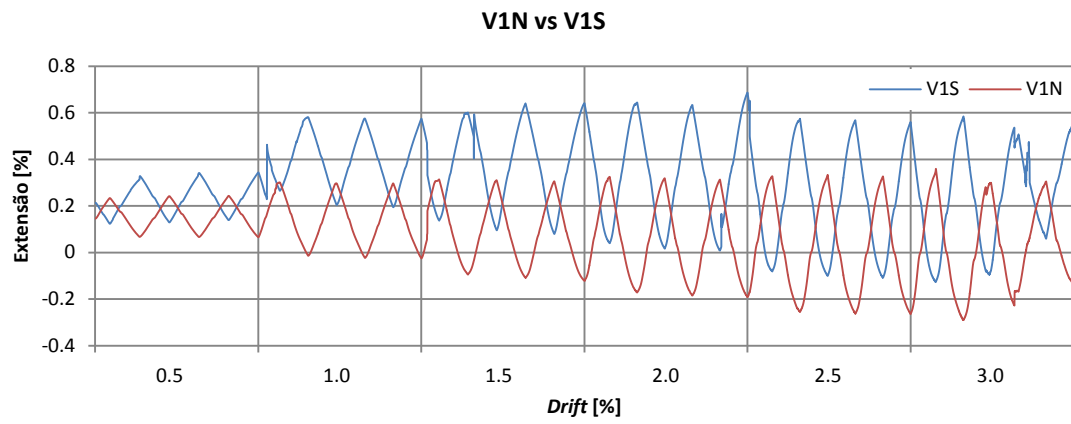


Figura 4-28 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo A

Estes gráficos permitem observar que ocorre um aumento nas extensões máximas à medida que se atingem patamares de *drift* superiores, sendo esta diferença mais perceptível para *drifts* até 1.5%. Neste modelo é possível identificar uma tendência decrescente nas extensões para varões mais distantes do pilar, ainda que as extensões registradas no extensômetro V2N sejam sistematicamente inferiores às registradas nos extensômetros V3N e V4N (sendo que o mesmo acontece nos respectivos pares localizados do lado contrário do pilar), o que se assemelha mais com o que seria esperado (ao contrário do que foi observado no modelo C-50). No geral, as extensões registradas no lado Norte do pilar são semelhantes às registradas no lado Sul, não existindo portanto uma assimetria de valores (tal como foi observado no modelo C-50).

4.5.3 MODELO B

Os gráficos da Figura 4-29 mostram a evolução das extensões nos varões da armadura longitudinal superior ao longo do ensaio.



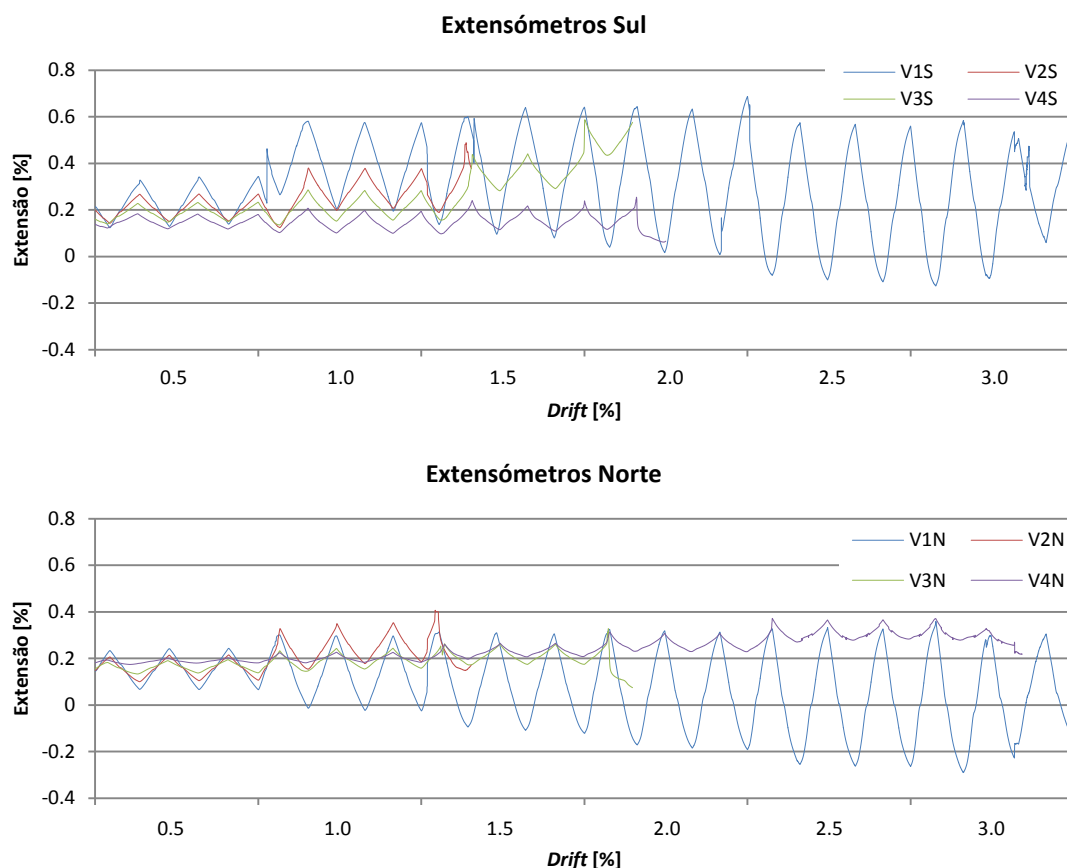


Figura 4-29 - Extensões na armadura longitudinal - Modelo B

A evolução das extensões ao longo do ensaio do modelo B foi, de modo geral, bastante semelhante à do modelo A, apresentando o mesmo conjunto de características anteriormente expostas. Ainda assim, é importante mencionar que neste modelo registaram-se valores de extensão mais elevados nos extensómetros situados no lado Sul, em especial no extensómetro V1S, o que reforça o facto de que o momento flector transmitido ao modelo é absorvido numa vizinhança muito próxima ao pilar.

Quanto à cedência dos varões, observa-se que os varões V1S e V2S atingem a cedência aos 0.5% e o varão V3S atinge a cedência aos 1.0% de *drift*. No lado Norte, os varões V1N e V2N entram em cedência para um *drift* de 0.5% e os varões V3N e V4N entram em cedência aos 1.5% de *drift*. Uma vez mais se verifica a tendência de se registarem maiores extensões no lado Norte do pilar e a tendência de varões mais afastados do pilar cederem apenas em patamares de *drift* mais elevados.

Os valores máximos da extensão registados no lado Sul e Norte do pilar para os vários patamares de *Drift* podem ser visualizados nos gráficos da Figura 4-30.

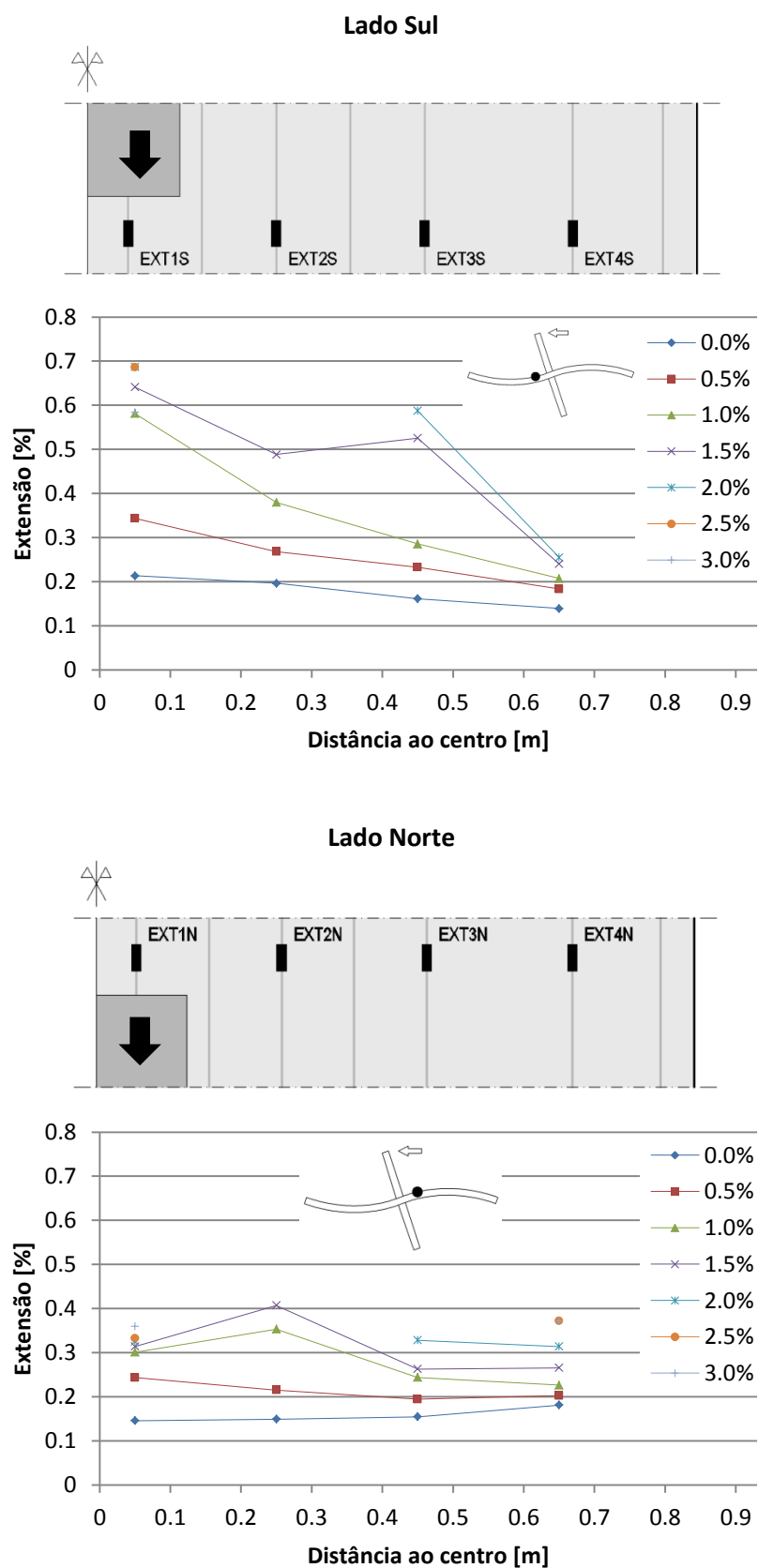


Figura 4-30 - Extensões máximas na armadura longitudinal - Modelo B

Este modelo apresenta um acréscimo significativo nas extensões registadas no lado Sul do pilar face ao modelo A, chegando-se a atingir extensões máximas na ordem do 0.7%. Neste lado do pilar também se observa facilmente que as extensões máximas são menores em varões mais distantes do pilar, o que contraria os resultados obtidos no modelo C-50, tal como já tinha sucedido no modelo A. Ainda assim, esta tendência não se observa com tanta clareza nos varões localizados no lado Norte do pilar. Tal como se tinha observado no modelo A, o aumento das extensões máximas acompanha o aumento do *drift* verificado ao longo do ensaio.

4.6 EXTENSÕES NA ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

Nesta secção serão apresentadas e analisadas as extensões registadas na armadura de punçoamento existente nos modelos A e B. A análise destes dados será fundamentalmente baseada na comparação dos valores de extensão registados em determinados ramos de armadura específica com localizações diferentes em relação ao pilar. Para facilitar a análise do presente subcapítulo, é novamente apresentada na Figura 4-31 a representação esquemática da localização dos ramos instrumentados (inicialmente apresentada na Figura 3-3).

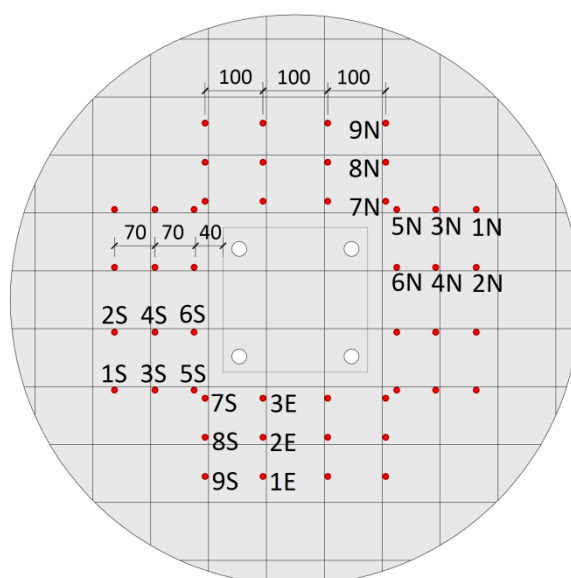


Figura 4-31 - Pormenorização da armadura de punçoamento e identificação dos ramos instrumentados

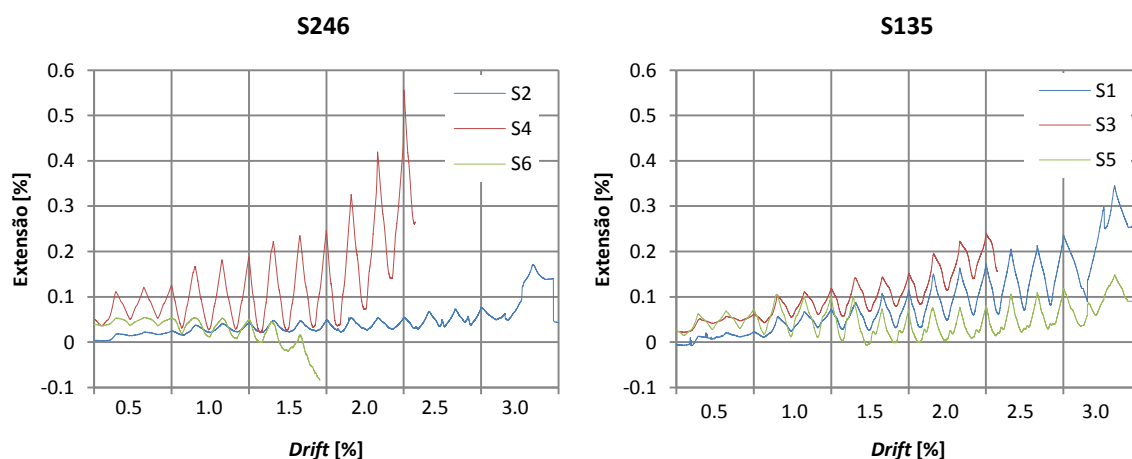
4.6.1 MODELO A

Os gráficos da Figura 4-32 mostram a evolução das extensões nos ramos da armadura de punçoamento ao longo do ensaio. Em cada gráfico são apresentados dados relativos a ramos que, embora estejam na mesma posição tangencial em relação ao pilar, apresentam distâncias radiais diferentes em relação a este.

À semelhança do que fora observado nas extensões das armaduras longitudinais, as extensões nos ramos da armadura específica apresentam também uma espécie de alternância que coincide com a variação da direcção do carregamento horizontal, o que faz sentido visto a extensão nos ramos varia com as tensões de corte, cuja distribuição é alterada pela excentricidade causada pela aplicação da força horizontal. Ainda que ocorra esta alternância, não se verificam extensões negativas em nenhum dos ramos, o que significa que a força horizontal aplicada é em momento algum suficientemente forte para causar compressões na armadura de punçoamento.

Após a aplicação da carga gravítica observa-se que os ramos mais próximos do pilar (S4, S6, S7, N4, N6 e N7) apresentam maiores extensões que os ramos mais distantes do pilar, o que faz sentido visto que o esforço transversal actuante é tanto maior quanto mais perto se estiver do pilar. Todavia, esta tendência não se verifica nos ramos E1, E2 e E3 pois todos eles apresentam extensões idênticas no início da fase de carregamento horizontal cíclico.

As primeiras cedências foram registadas nos ramos S7 e N7, quando se atingiu 1.0% de *drift*. Depois, foram os ramos S4, N4, N3, S8, S9 e N8 a cederem aos 1.5% de *drift*. Por fim, os ramos S1, N1 e E1 cederam quando se atingiu um *drift* de 2.5%. É possível observar alguma simetria em relação ao pilar no que toca à localização dos ramos que entraram em cedência num determinado patamar de *drift*. O facto de se ter atingido a rotura por punçoamento antes de alguns estribos terem cedido reforça a ideia de que o estribo fechado é um tipo de armadura pouco eficiente, visto que em alguns ramos só é possível desenvolver tensões menores á tensão de cedência do material que os constitui.



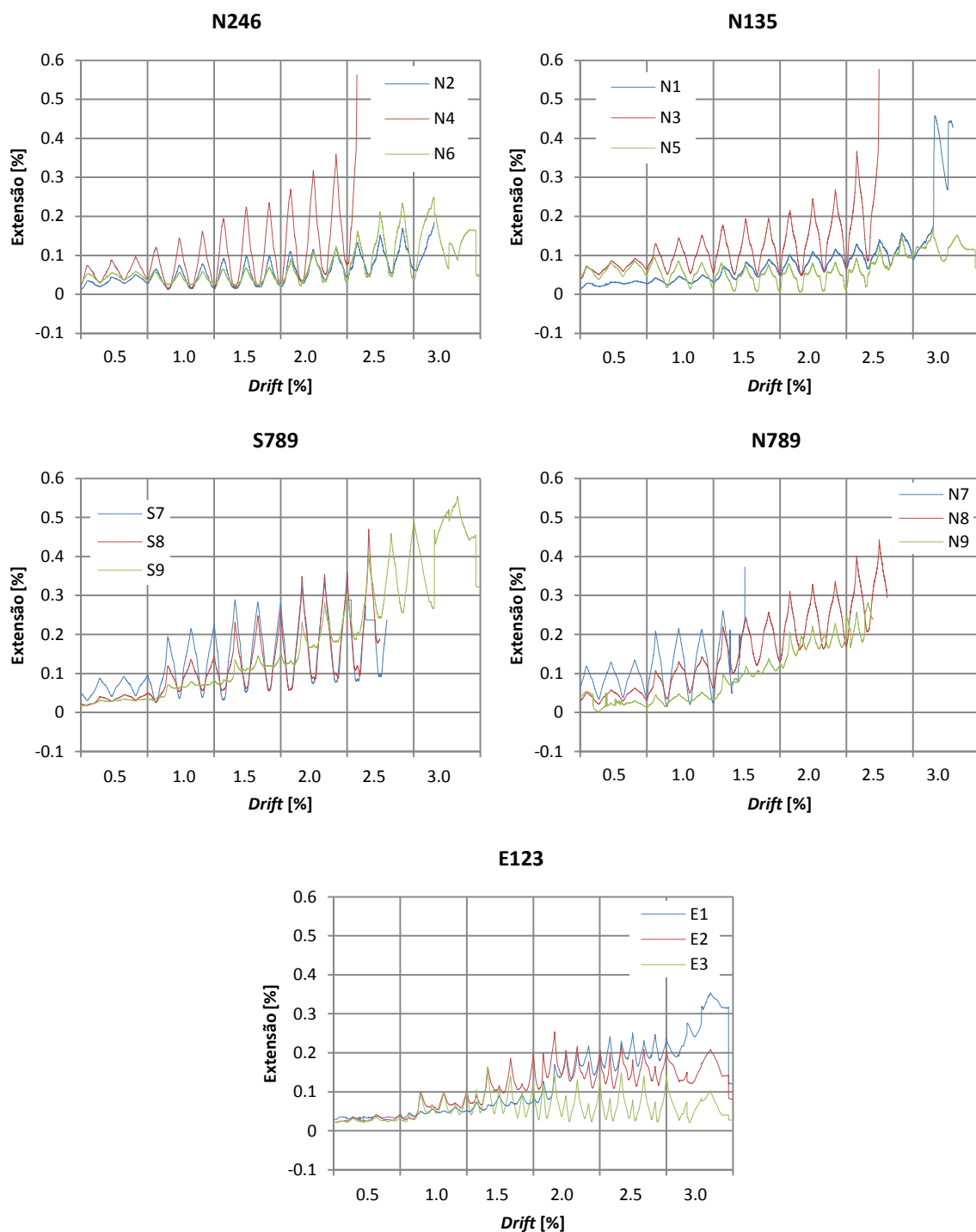


Figura 4-32 - Extensões na armadura de punçoamento - Modelo A

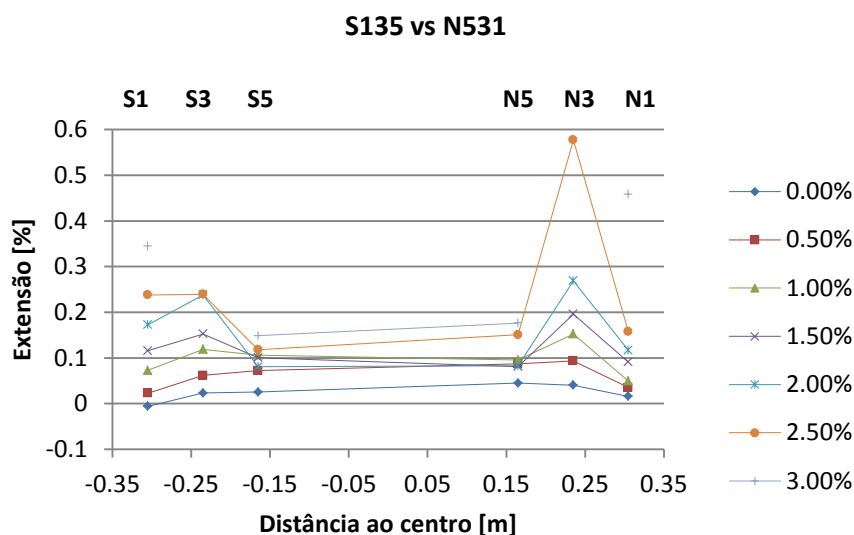
É possível observar que os ramos pertencentes à segunda camada de armadura específica, a Sul e a Norte do pilar, apresentam extensões muito superiores aos ramos da primeira e terceira camadas. Esta diferença pode ser explicada pela existência de uma fenda de corte que atravessa a segunda camada de estribos. Esta fenda só não causou a rotura por punçoamento porque a sua abertura foi controlada à custa da força exercida pelos estribos da segunda camada, causando portanto extensões especialmente elevadas nos seus ramos. De

resto, os valores das extensões registados na primeira e terceira camada oscilam, não havendo uma camada que apresente extensões claramente superiores à outra. Esta oscilação poderá ser explicada pela localização das fendas de corte (incluindo a que causou a rotura por punçoamento), que podem eventualmente atravessar ou não estas camadas ao longo de todas as suas superfícies. Como tal, é possível afirmar que os valores das extensões registadas na armadura de punçoamento estão relacionados ao local de passagem das fendas de corte e, como tal, do modo de rotura do modelo.

As extensões nos ramos localizados nos lados Este e Oeste do modelo (S7, S8, S9, N7, N8 E N9) apresentam maior uniformidade ao longo das várias camadas de estribos que os ramos anteriormente avaliados. Isto pode ser um indício de que a fenda de corte atravessa todas as camadas de armadura de punçoamento a Este e Oeste do pilar.

Quanto à posição tangencial dos ramos, observa-se que os valores das extensões registadas nos ramos N2, N4 e N6 são superiores aos registados nos ramos N1, N3 e N5, o mesmo acontecendo no lado Sul do modelo. Isto acontece porque, tal como já foi mencionado, a acção do momento transmitido pelo pilar ao modelo faz-se sentir numa zona muito próxima do pilar, o que faz com que exista esta diferença (ainda que a diferença de distâncias seja muito reduzida).

Nos gráficos da Figura 4-33 estão representados os valores da extensão máxima registada em cada patamar de *drift*. Estes valores são relativos a conjuntos de ramos localizados em lados opostos do pilar.



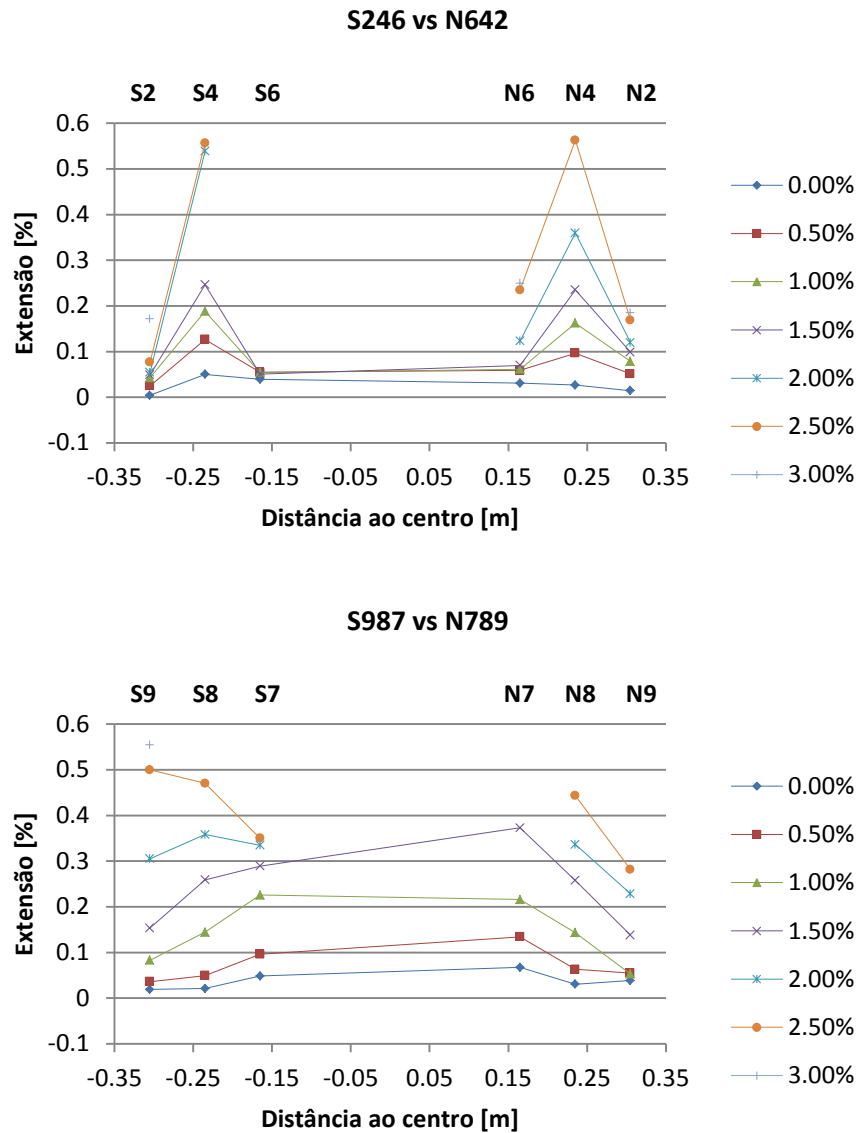


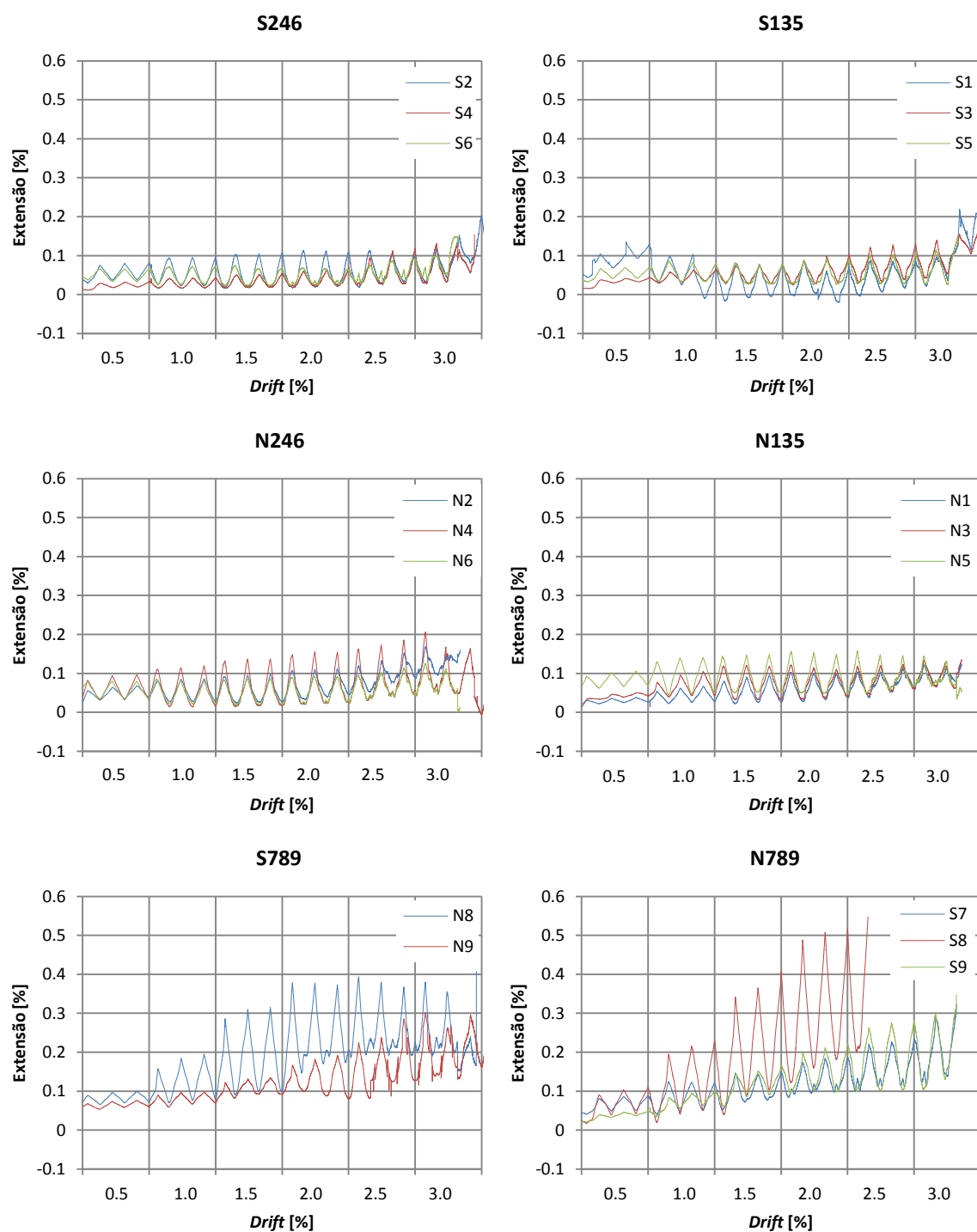
Figura 4-33 - Extensões máximas na armadura de punçoamento - Modelo A

Através destes gráficos observa-se que ramos com igual distância radial ao pilar mas situados em lados opostos deste apresentam valores de extensões que se assumem quase simétricos em relação ao pilar, sobretudo em estribos situados na metade Sul e Norte do modelo. O mesmo não acontece para ramos nas mesmas condições mas segundo a orientação Este-Oeste, visto que este comportamento simétrico não é tão evidente.

Constata-se novamente que os ramos S3, S4, N3 e N4 são os que apresentam maiores extensões. Também é possível observar que nos estribos das metades Este e Oeste existe uma tendência segundo a qual os ramos mais próximos do pilar apresentam maiores extensões, devido a razões enunciadas anteriormente.

4.6.2 MODELO B

Os gráficos da Figura 4-34 mostram a evolução das extensões nos ramos da armadura de punçoamento ao longo do ensaio. Não foi possível adquirir dados relativos ao ramo N4, provavelmente porque o respectivo extensómetro deixou de funcionar no início do ensaio.



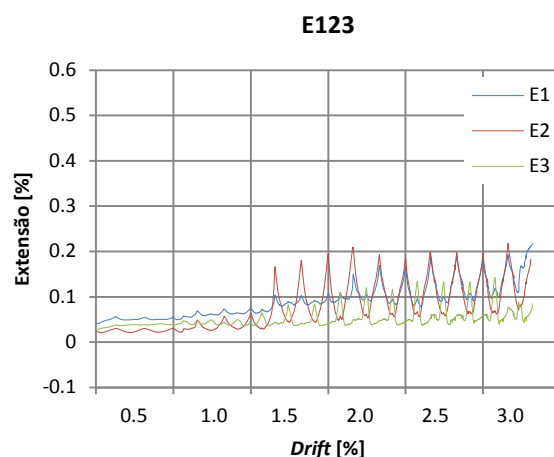


Figura 4-34 - Extensões na armadura de punçoamento - Modelo B

Neste modelo observa-se novamente a alternância de valores anteriormente observada no modelo A. No entanto, o valor das extensões nos ramos dos estribos localizados a Norte e Sul do pilar são, de modo geral, mais baixos que os valores registados nos mesmos estribos do modelo A. Este facto pode estar relacionado com o facto da fenda de corte não atravessar qualquer camada de estribos e com o aumento do diâmetro de cada ramo da armadura de punçoamento face ao modelo A. Os ramos dos estribos localizados a Este e Oeste do pilar também registam um decréscimo no valor das extensões em relação ao modelo A, ainda que muito menos significativo que o anteriormente mencionado.

Após a aplicação da carga gravítica é possível observar que, nos estribos do lado Sul do pilar, os ramos com maiores extensões pertencem à primeira e terceira camada (ou seja, os ramos S1, S5, S2 e S6), o que contraria o que foi constatado no modelo A. Além disso, os ramos S2, S4 e S6 apresentam extensões muito semelhantes entre si ao longo do ensaio, bem como iguais às extensões dos ramos S1, S3 e S5 (que também são idênticas entre si), o que é explicado pela inexistência de fendas secundárias de corte a atravessarem os estribos do lado Sul do pilar. No lado norte também se verifica que não existe nenhuns ramos pertencentes à mesma camada de armadura específica que se destaquem por apresentarem extensões superiores às outras camadas, embora exista uma fenda secundária de corte que atravesse a primeira e segunda camada de estribos. De resto, os ramos N2, N4 e N6 apresentam a mesma extensão após a aplicação da carga gravítica e o ramo N5 distingue-se dos ramos N1 e N3 por apresentar sempre uma extensão ligeiramente superior. Estas observações indicam que não existe um padrão claro no valor de extensões verificadas em locais específicos para este modelo, ao contrário do que acontecia no modelo A.

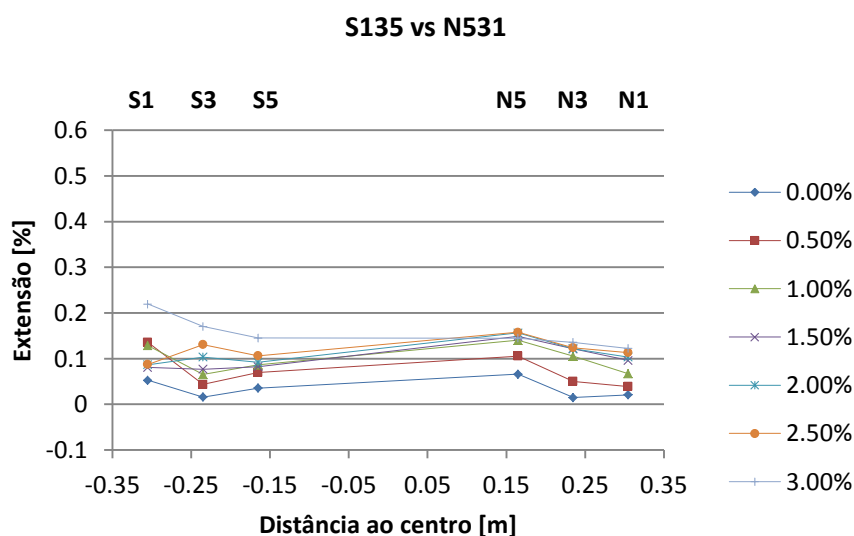
Por outro lado, as extensões registadas nos estribos a Este e Oeste do pilar assumem valores mais semelhantes aos registados nos mesmos estribos do modelo A (ainda que ligeiramente menores), assim como evidenciam um padrão semelhante na medida em que os ramos da segunda camada exibem extensões superiores aos ramos das outras camadas. Os ramos E1, E2 e E3 apresentam uma vez mais extensões menores que os ramos S7, S8 e S9. No geral, estes estribos possuem extensões muito superiores em relação aos estribos situados a Sul e a Norte do pilar. Esta diferença poderá ser explicada pelo modo de rotura do modelo,

mais precisamente pela localização das fendas de corte que, como se viu anteriormente, tem uma grande influência no valor das extensões verificadas na armadura de punçoamento. Nos gráficos da Figura 4-35 são apresentados os valores da extensão máxima (registada em cada patamar de *drift*) em ramos de lados opostos do pilar.

Os primeiros ramos a entrarem em cedência foram o N8 e o S8, para um patamar de *drift* igual a 1.0%. Após isto, sucedeu-se a cedência dos ramos S9 e N9 aos 2.0% de *drift*. Por fim, o aço do ramo S7 cedeu aos 2.5% de *drift*. Tal como no modelo A, também é possível observar uma espécie de simetria em relação ao pilar no que toca à localização dos ramos que cedem num determinado patamar de *drift*. Observa-se ainda que só se verificaram cedências em ramos de estribos localizados a Este ou Oeste do pilar. Mais uma vez se comprova a falta de eficácia dos estribos como armadura de punçoamento, visto que a rotura foi atingida sem que grande parte dos ramos tenha atingido a cedência.

Uma vez mais se observa que nos estribos localizados a Norte e Sul do pilar não existe uma tendência definida no que toca à existência de uma camada de armadura que se destaque por apresentar valores maiores ou menores. De modo geral, os valores das extensões são relativamente uniformes tanto para ramos situados em lados opostos do pilar como para ramos com localizações tangenciais diferentes.

Embora não existam dados relativos ao ramo N7, é possível inferir que as maiores extensões são registadas nos ramos S8 e N8, ainda que se verifique uma assimetria nestes valores, visto que as extensões no ramo S8 são quase sempre superiores às do ramo N8. Podem-se observar novamente as diferenças de extensões nos estribos dispostos segundo as duas direcções ortogonais, que podem ser causadas pelo local de passagem da superfície de corte nas direcções Este e Oeste (que é desconhecido, visto que não se realizou um corte transversal nessa direcção).



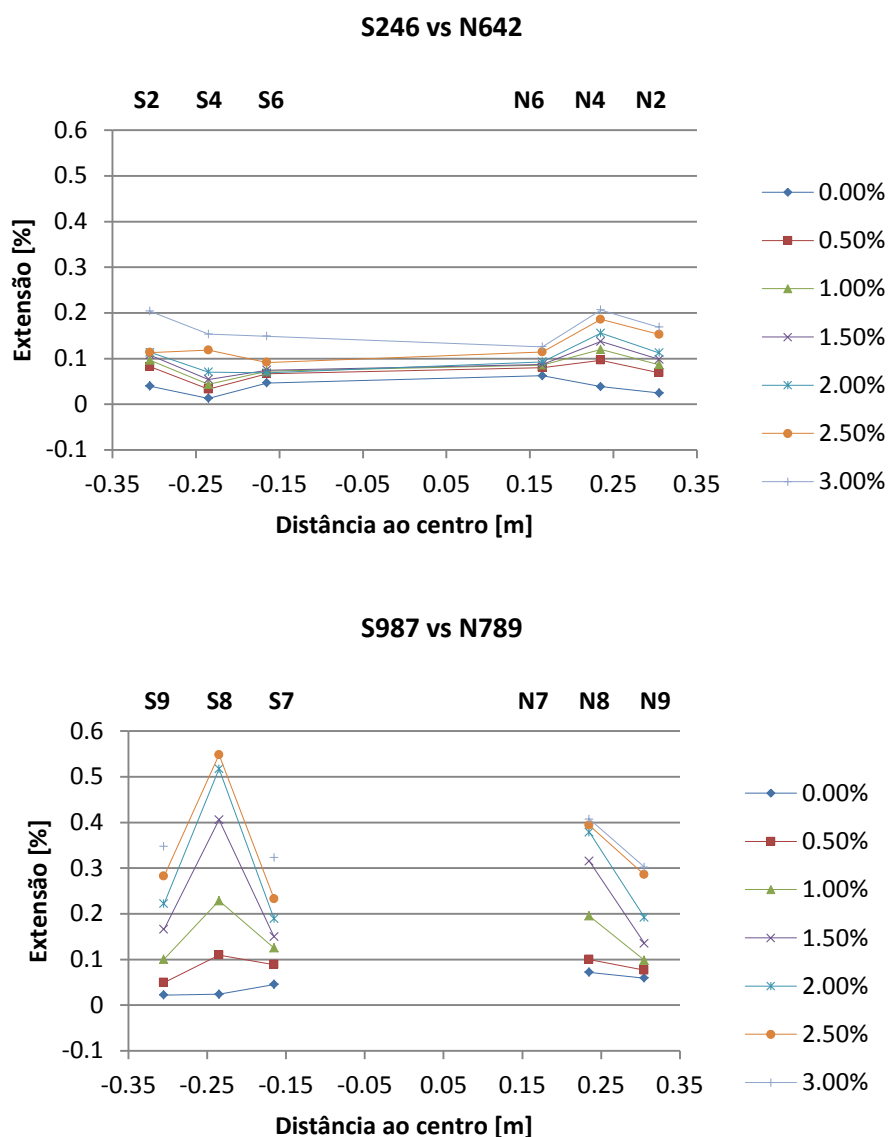


Figura 4-35 - Extensões máximas na armadura de punçoamento - Modelo B

4.7 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Serão agora apresentados os resultados relativos aos deslocamentos verticais verificados ao longo dos ensaios de cada um dos modelos. Os resultados serão apresentados na forma de gráficos nos quais se representam os deslocamentos verificados no primeiro ciclo de carregamento (direccionado para Sul), tanto para os deflectómetros dispostos segundo a direcção Norte-Sul como para os dispostos na direcção Este-Oeste. Será também feita uma análise da evolução dos deslocamentos verticais ao longo dos vários ciclos do mesmo patamar de *drift*.

4.7.1 MODELO C-50

Na Figura 4-36 é apresentada a variação do deslocamento vertical ao longo dos vários patamares de *drift* registado nos deflectómetros dispostos segundo a direcção Norte-Sul e também esta mesma variação quando não se tem em conta a acção do carregamento gravítico. Por outro lado, o gráfico da Figura 4-37 apresenta os valores registados na direcção Este-Oeste. Por fim, os gráficos da Figura 4-38 apresentam a variação dos deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de carregamento de um mesmo *drift*.

Estes gráficos permitem observar que a aplicação da força horizontal tem como consequência o aumento dos deslocamentos verticais ao longo do modelo face aos deslocamentos causados somente pelo carregamento gravítico. Quanto maior for o patamar de *drift*, maiores são os deslocamentos verticais registados. Esta relação entre o avanço do patamar de *drift* e o aumento dos deslocamentos verticais pode ser explicado pela perda de rigidez que o modelo sofre ao longo dos vários patamares, o que resulta em maiores deslocamentos verticais causados pela continuidade da aplicação da carga gravítica. A mesma tendência é observada ao longo dos ciclos de um mesmo patamar de *drift*, ainda que de forma não tão acentuada como se verifica na transição entre *drifts* diferentes. Isto reforça a ideia de que a principal causa de dano sofrido pelos modelos é o aumento de *drift* e não o carácter cíclico do carregamento horizontal.

Também é possível constatar que a progressão para patamares de *drift* mais elevados causa o aumento dos deslocamentos verticais na direcção Este-Oeste. No entanto, este aumento é muito menos significativo que o aumento verificado na direcção oposta, visto que a força horizontal é aplicada na direcção Norte-Sul. É ainda importante verificar que os deslocamentos verticais nos bordos Norte e Sul do modelo são praticamente iguais, o que prova que o sistema de ensaio consegue de facto assegurar esta condição de fronteira.

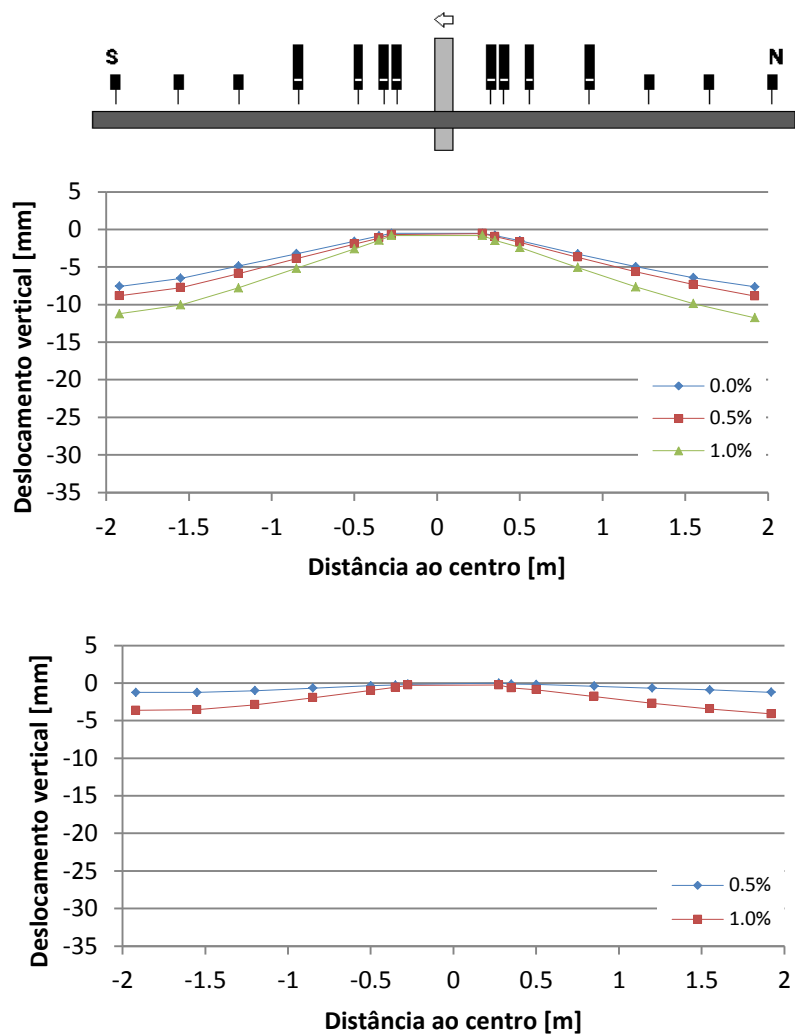


Figura 4-36 - Deslocamentos verticais na direção S-N - Modelo C-50
(Em cima: com carga gravítica. Em baixo: sem carga gravítica)

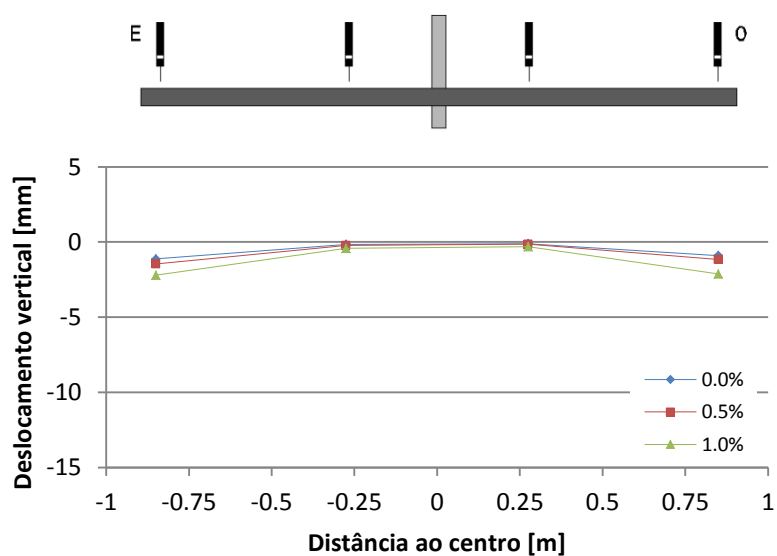


Figura 4-37 - Deslocamentos verticais na direção E-O - Modelo C-50

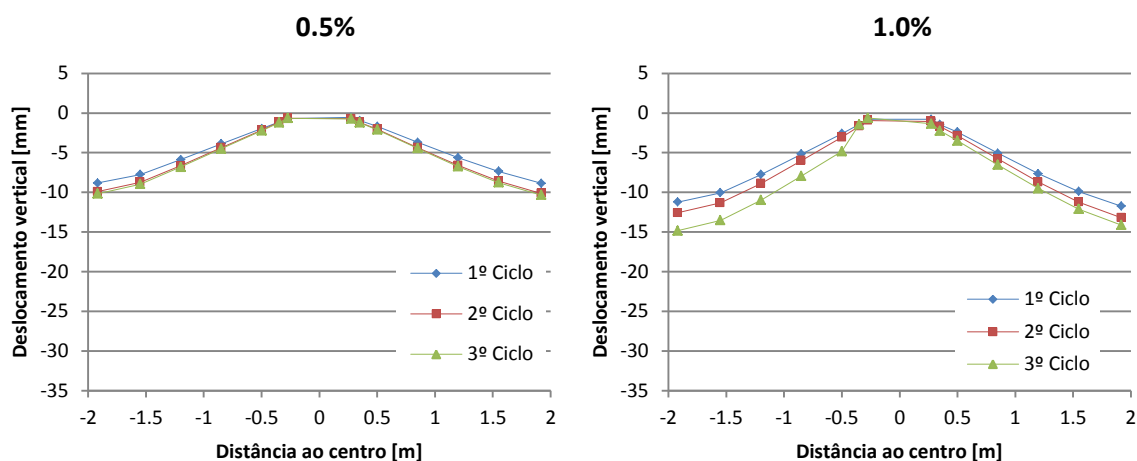


Figura 4-38 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo *drift* - Modelo C-50

4.7.2 MODELO A

Na Figura 4-39 é apresentada a variação do deslocamento vertical ao longo dos vários patamares de *drift* registado nos deflectómetros dispostos segundo a direcção Norte-Sul e também esta mesma variação quando não se tem em conta a acção do carregamento gravítico. Por outro lado, o gráfico da Figura 4-40 apresenta os valores registados na direcção Este-Oeste. Por fim, os gráficos da Figura 4-41 apresentam a variação dos deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de carregamento de um mesmo *drift*.

De modo geral, os deslocamentos verticais verificados neste modelo evoluem de forma idêntica ao do modelo C-50. No entanto, é possível observar que neste modelo o deslocamento vertical nos bordos Sul e Norte causado pela aplicação exclusiva do carregamento gravítico é superior ao verificado no modelo C-50. O deslocamento vertical nos bordos Norte e Sul registado na eminência da rotura por punçoamento deste modelo foi aproximadamente 26 mm (em oposição aos cerca de 14mm registados no modelo C-50). Após a rotura por punçoamento, o deslocamento vertical nestes locais aumenta para cerca de 29 mm, o que representa um pequeno acréscimo.

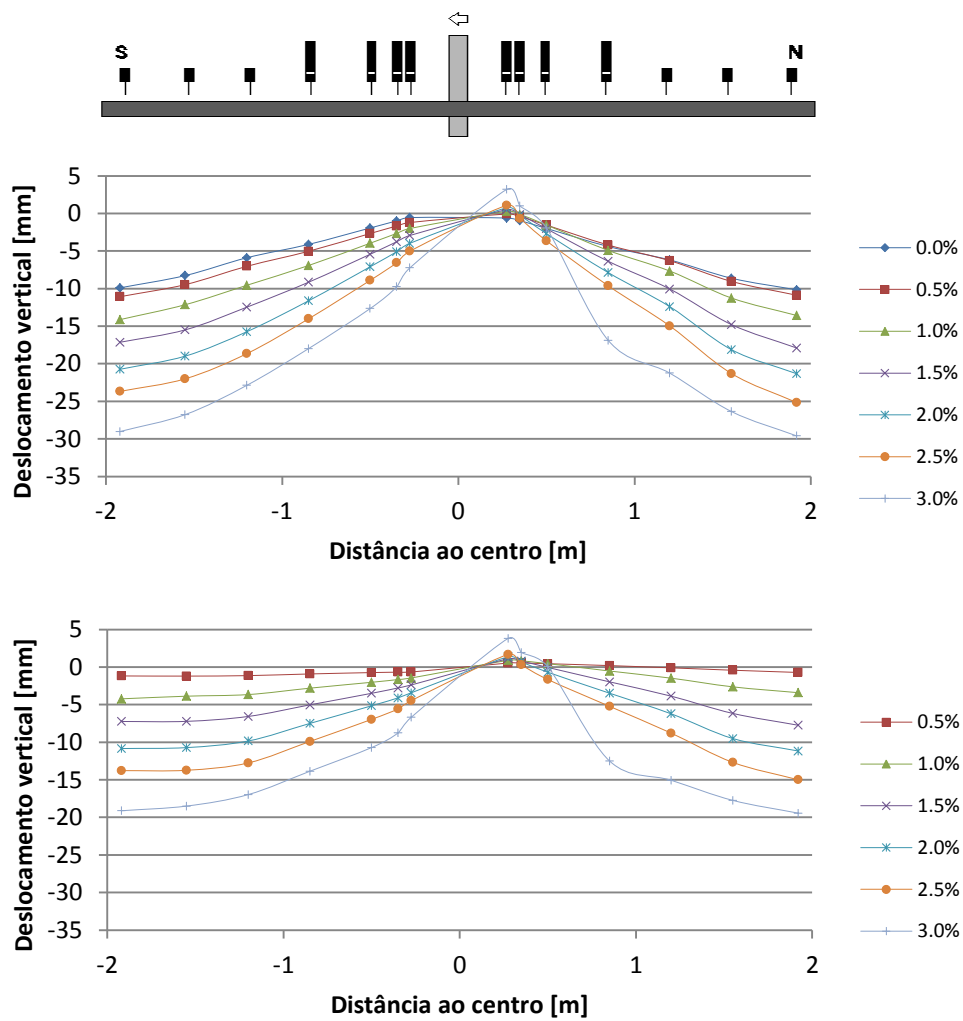


Figura 4-39 - Deslocamentos verticais na direcção S-N - Modelo A

(Em cima: com carga gravítica. Em baixo: sem carga gravítica)

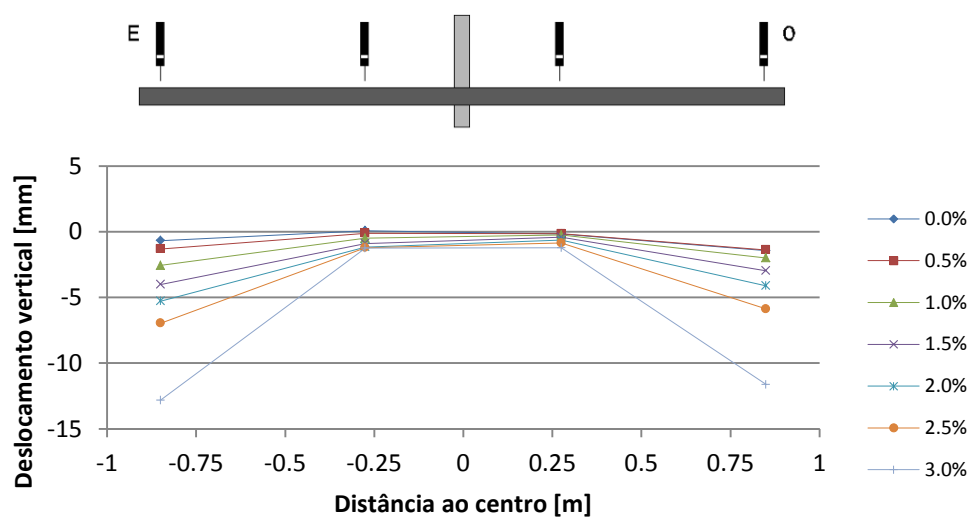


Figura 4-40 - Deslocamentos verticais na direcção E-O - Modelo A

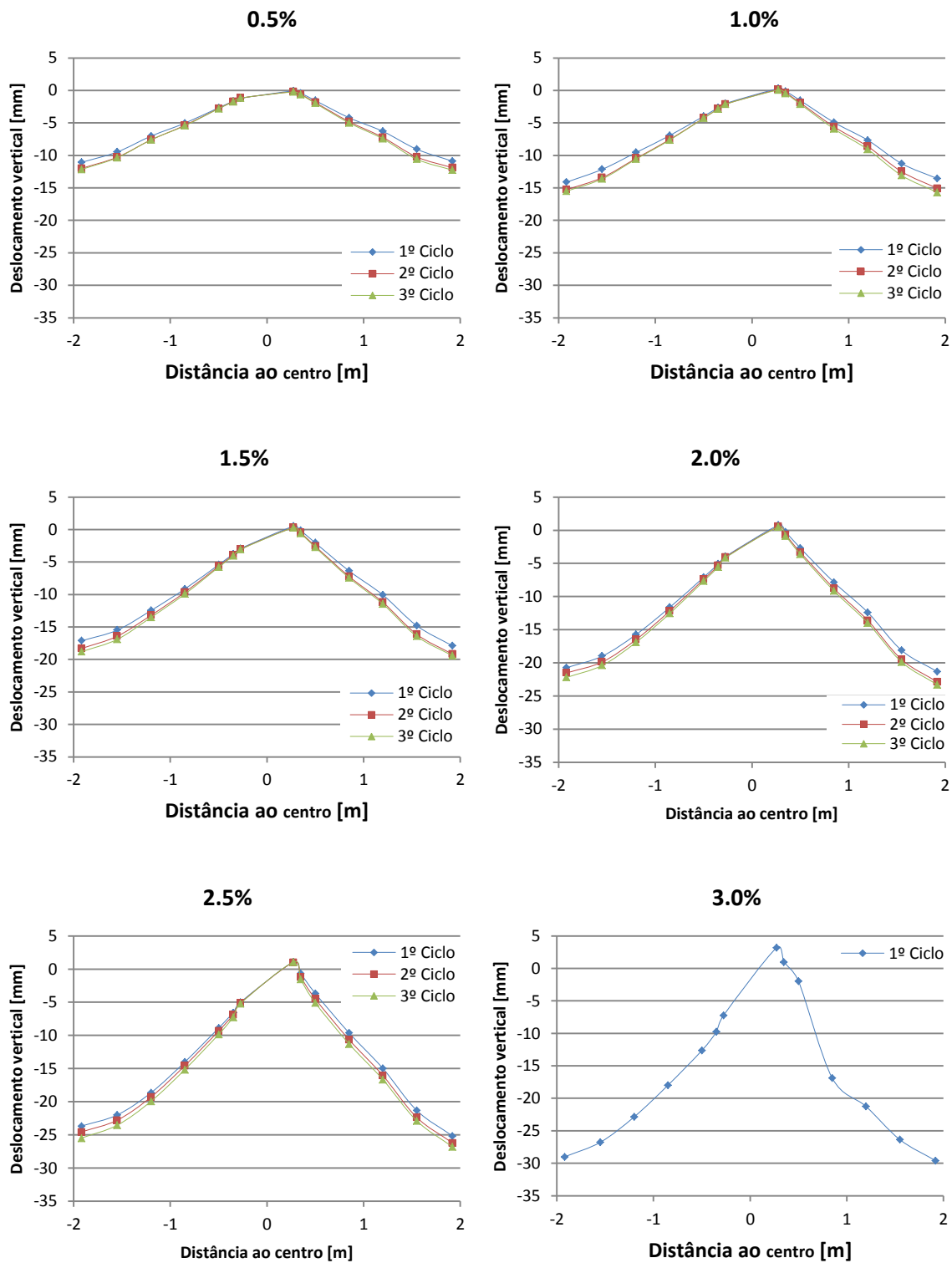


Figura 4-41 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo drift - Modelo A

4.7.3 MODELO B

Na Figura 4-42 é apresentada a variação do deslocamento vertical ao longo dos vários patamares de *drift* registado nos deflectómetros dispostos segundo a direcção Norte-Sul e também esta mesma variação quando não se tem em conta a acção do carregamento gravítico. Por outro lado, o gráfico da Figura 4-43 apresenta os valores registados na direcção Este-Oeste. Por fim, os gráficos da Figura 4-44 apresentam a variação dos deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de carregamento de um mesmo *drift*.

Uma vez mais se pode observar que o modo como os deslocamentos verticais evoluem ao longo do modelo é transversal a todos os modelos, visto que este modelo apresenta deslocamentos que progridem de forma semelhante à observada anteriormente. Neste modelo, os deslocamentos atingidos antes e depois da rotura por punçoamento são idênticos aos registados no modelo A. Por outro lado, os deslocamentos verticais dos bordos Norte e Sul registados a aplicação a carga gravítica são ligeiramente inferiores aos registados no modelo A.

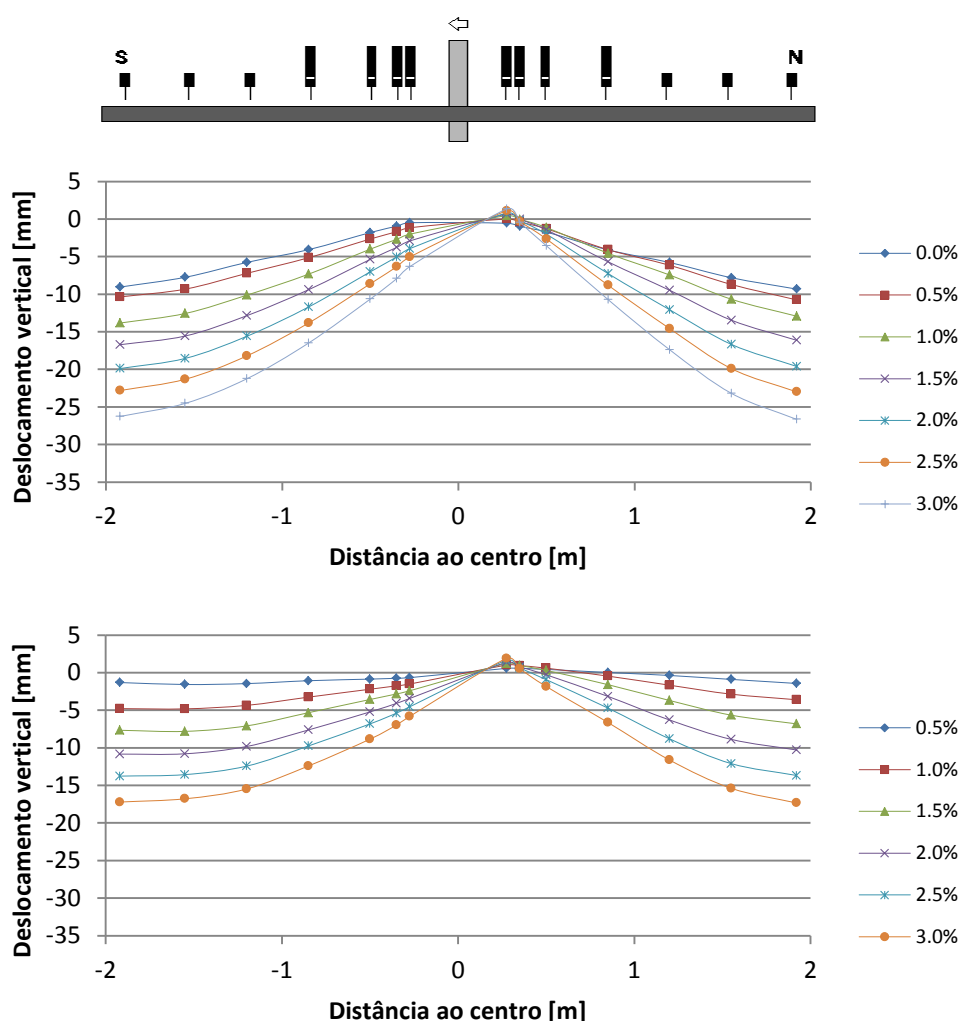


Figura 4-42 - Deslocamentos verticais na direcção S-N - Modelo B

(Em cima: com carga gravítica. Em baixo: sem carga gravítica)

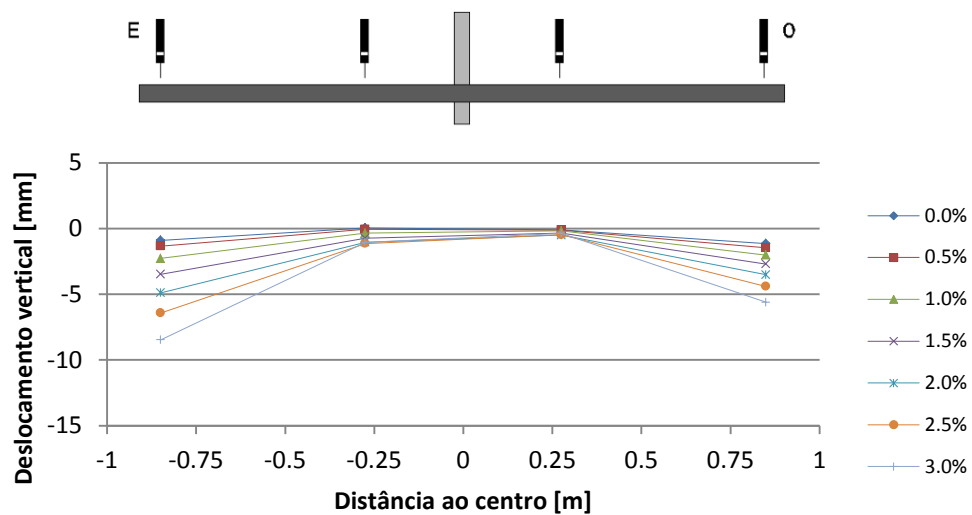
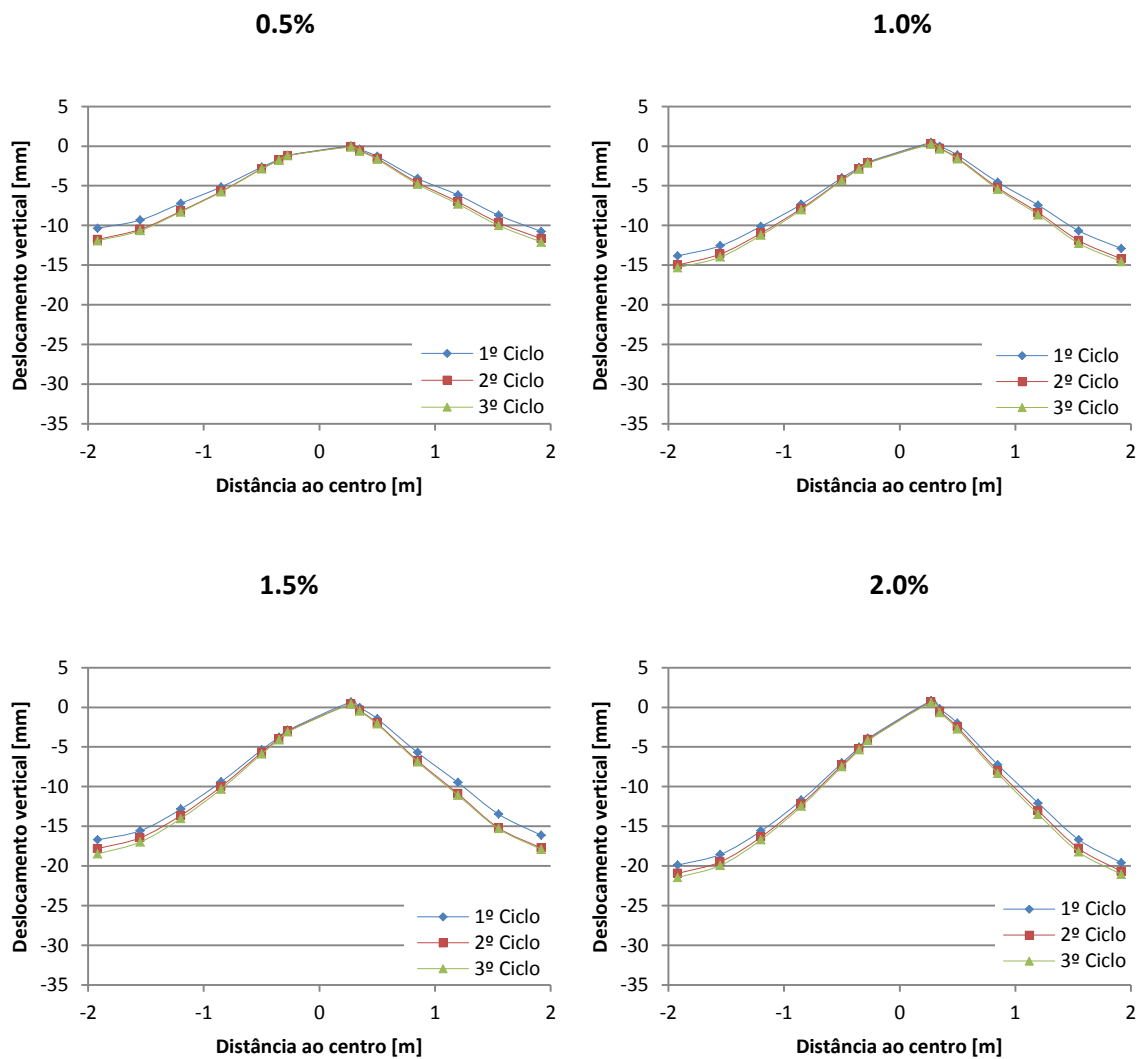


Figura 4-43 - Deslocamentos verticais na direção E-O - Modelo B



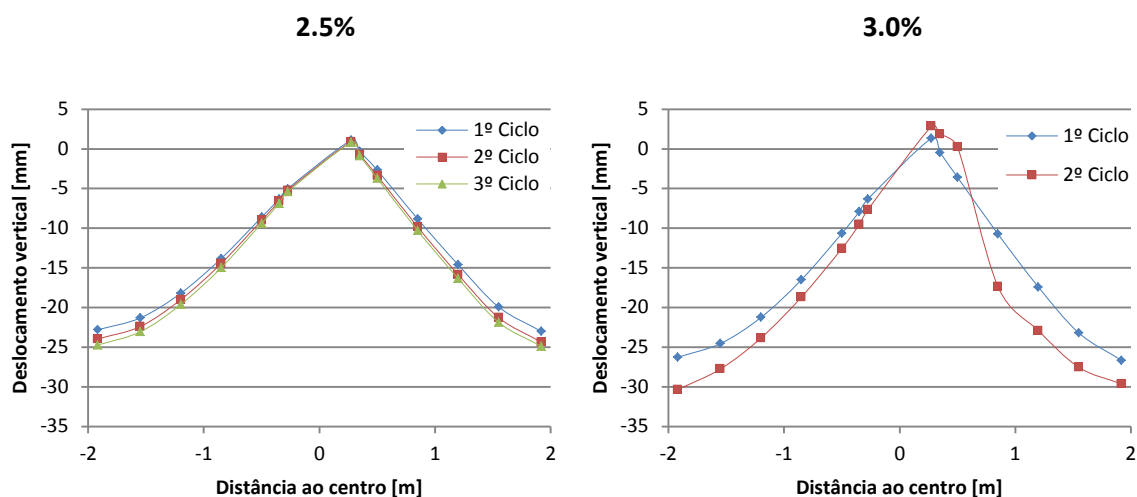


Figura 4-44 - Deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de um mesmo drift - Modelo B

4.8 CARGAS DE ROTURA SEGUNDO AS NORMAS

Nesta secção será feita a comparação entre os valores da carga de rotura experimental de cada modelo com os correspondentes valores preconizados pelas normas apresentadas em 2.5. Esta comparação tem como objectivo avaliar a exactidão destes regulamentos no cálculo da capacidade resistente ao punçoamento em lajes fungiformes sujeitas a cargas horizontais cíclicas.

Como a carga gravítica aplicada nos modelos corresponde a 50% das suas cargas de rotura previstas pelo EC2, optou-se por usar o momento transmitido na ligação laje-pilar como variável de comparação entre modelos. Assim, será feita a comparação entre o máximo momento flector transmitido à laje em contexto experimental com o momento que corresponde à máxima solicitação a que a laje pode ser sujeita de acordo com o disposto em cada uma das normas.

O Eurocódigo 2 e o ACI 318M-11 são normas nas quais o dimensionamento de uma ligação deste tipo é feito através da igualdade entre a tensão de corte resistente e a actuante. Por outro lado, o MC2010 apresenta um esquema de cálculo que conduz directamente ao máximo esforço transversal que a ligação consegue suportar sem romper por punçoamento, tendo para isso em conta a excentricidade do esforço transversal causada pela transferência de momento flector através da ligação. Deste modo, o cálculo do máximo momento segundo as normas foi feito de modo a que este valor correspondesse à igualdade de tensões actuantes e resistentes (EC2 e ACI 318M-11) ou através da igualdade de esforços transversos actuantes e resistentes (MC2010).

Na Tabela 4-4 são apresentados os valores do momento máximo resistente calculado segundo o EC2 e a sua relação com o momento máximo experimental. O valor M_{r1} corresponde ao cálculo do momento máximo tendo em conta a limitação do efeito de escala (através do parâmetro k) e tendo em conta a limitação da tensão do aço que constitui as armadura específicas, o valor M_{r2} não tem em conta a limitação do efeito de escala e o valor M_{r3} não tem em conta ambas as limitações. Os valores M_{r4} e o M_{r5} correspondem aos momento associados à rotura pelo exterior com e sem limitação do efeito de escala, respectivamente. O valor M_{r6} corresponde ao momento associado à rotura por esmagamento do betão.

Tabela 4-4 - Comparação do momento máximo experimental com os momentos máximos segundo o EC2

Modelo	K	M_{r1} [kNm]	M_{r2} [kNm]	M_{r3} [kNm]	M_{r4} [kNm]	M_{r5} [kNm]	M_{r6} [kNm]	M_{exp} [kNm]	M_{exp}/M_{r1}	M_{exp}/M_{r2}	M_{exp}/M_{r4}	M_{exp}/M_{r5}
C-50	2.30	62.82	84.97	-	-	-	605.17	73.92	1.18	0.87	-	-
A	2.31	100.20	117.52	188.37	90.30	113.39	655.72	99.12	-	-	1.10	0.87
B	2.30	210.30	227.74	390.65	93.40	116.45	683.18	104.00	-	-	1.11	0.89

Os valores calculados indicam que o EC2 previu correctamente que os modelos A e B iriam romper exteriormente à camada de estribos mais afastada do pilar (visto que este modo de rotura foi o que apresentou o menor dos valores entre M_{r1} , M_{r4} e M_{r6}). O EC2 prevê de forma conservativa a capacidade resistente de todos os modelos, apresentando uma melhor exactidão na previsão da resistência dos modelos com armadura específica.

Se não se tiver em conta a limitação do coeficiente k , obtêm-se valores de capacidade resistente do modelo C-50 ligeiramente mais exactos mas que deixam de ser conservativos. Por outro lado, o mesmo não acontece quando se efectua esta alteração no caso dos modelos A e B, visto que os valores obtidos tornam-se menos exactos para além de deixarem de ser conservativos. Como tal, é possível afirmar que para o presente caso é desaconselhável ignorar esta limitação, visto que conduz a previsões que não estão do lado da segurança. Não foi possível aferir acerca do efeito que a limitação da tensão no aço tem na previsão efectuada pelo EC2 porque esta limitação não influencia a previsão do momento associado à rotura pelo exterior.

Na Tabela 4-5 são apresentados os valores calculados através do ACI318M-11 e respectiva comparação com os resultados experimentais. O valor M_{r1} foi calculado tendo em conta a limitação da tensão do aço dos estribos a 240 MPa enquanto que no cálculo do valor M_{r2} não se teve em conta esta limitação. O valor M_{r3} corresponde ao momento associado à rotura pelo exterior e o valor M_{r4} corresponde ao momento associado à máxima resistência ao punçoamento.

Tabela 4-5 - Comparação do momento máximo experimental com os momentos máximos segundo o ACI318M-11

Modelo	M_{r1} [kNm]	M_{r2} [kNm]	M_{r3} [kNm]	M_{r4} [kNm]	M_{exp} [kNm]	M_{exp}/M_{r1}	M_{exp}/M_{r2}	M_{exp}/M_{r3}
C-50	48.92	-	-	107.18	73.92	1.51	-	-
A	51.39	68.34	78.26	113.76	99.12	1.93	1.45	-
B	133.50	169.30	82.10	117.37	104.00	-	-	1.27

O ACI318M-11 consegue prever correctamente o tipo de rotura do modelo B, mas falhou ao prever que o modelo A iria apresentar uma rotura interior à armadura específica. De modo geral, a capacidade resistente dos modelos é extremamente subestimada, conduzindo a previsões muito conservativas. De facto, no caso dos modelos A, o valor do momento experimental é quase o dobro do valor do momento previsto por esta norma. Como tal, a utilização desta norma poderá conduzir a soluções pouco económicas. Não foi possível avaliar a efeito da limitação da tensão do aço da armadura específica na exactidão da previsão visto que este parâmetro não influencia o cálculo do momento associado à rotura exterior.

Na Tabela 4-6 são apresentados os valores calculados através do MC2010 (com nível de aproximação III) e respectiva comparação com os resultados experimentais. O valor M_{r1} corresponde ao momento associado à rotura por punçoamento, o valor M_{r2} corresponde ao momento associado à rotura pelo exterior e o valor M_{r3} corresponde ao momento associado à máxima resistência ao punçoamento.

Tabela 4-6 - Comparação do momento máximo experimental com o momento máximo segundo o MC2010

Modelo	M_{r1} [kNm]	M_{r2} [kNm]	M_{r3} [kNm]	M_{exp} [kNm]	M_{exp}/M_{r1}	M_{exp}/M_{r2}
C-50	52.76	-	259.08	73.92	1.40	-
A	129.15	86.79	259.85	99.12	-	1.14
B	251.55	89.07	266.57	104.00	-	1.17

O MC2010, à semelhança do EC2, consegue estimar correctamente o modo de rotura de todos os modelos. Em comparação com o EC2, esta norma assume uma posição ligeiramente mais conservativa no caso dos modelos com armadura específica mas muito mais conservativa para no caso do modelo C-50. Tendo em conta os valores calculados anteriormente, é possível afirmar que o EC2 é a norma que melhor consegue estimar o valor da resistência pois assume os valores mais próximos dos obtidos experimentalmente (neste caso concreto). Ainda assim, todos os regulamentos aqui retratados mostram-se, de modo geral, pouco exactos no cálculo da resistência ao punçoamento em lajes fungiformes sujeitas a acções horizontais cíclicas.

De modo a melhor se perceberem as diferenças entre os momentos previstos de acordo com as normas com o momento máximo obtido experimentalmente, apresenta-se na Figura 4-45 a representação gráfica destes valores.

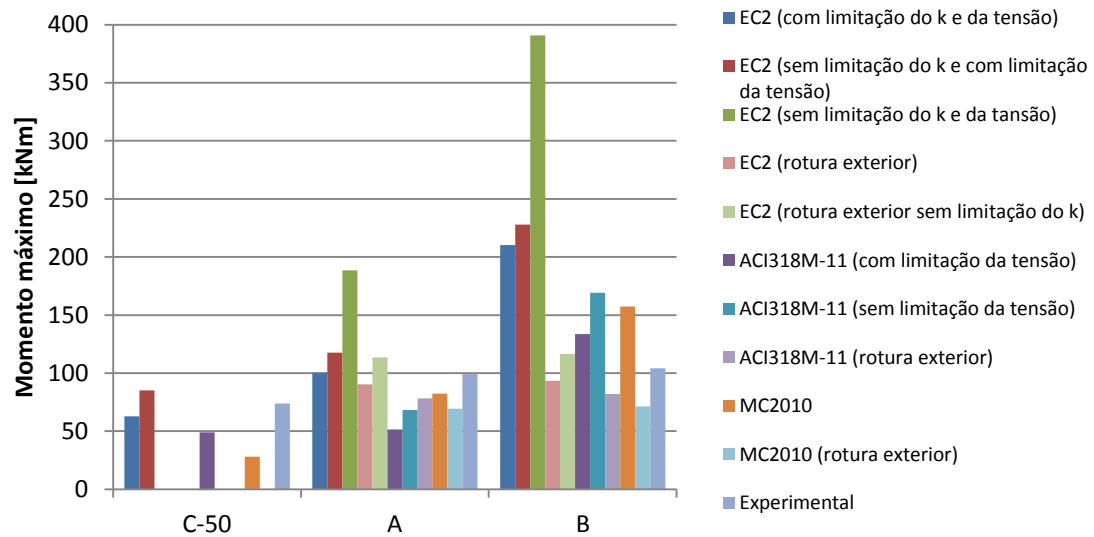


Figura 4-45 - Comparação de valores máximos de momento flector transmitido à laje

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

5.1 INTRODUÇÃO

No presente trabalho são apresentados os ensaios experimentais realizados no intuito de se estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes com armadura específica quando são solicitadas por forças horizontais cíclicas. Este estudo inclui a aquisição e análise de dados relativos a cargas de rotura experimentais, geometria da superfície de corte, modo de rotura, comportamento histerético, extensões na armadura longitudinal e na armadura específica, deslocamentos verticais e valores de carga de rotura preconizadas pelas normas. Este capítulo tem como objectivo apresentar um resumo dos principais resultados obtidos e das conclusões obtidas a partir deles. No final serão apresentadas algumas sugestões de trabalhos a realizar com vista a desenvolver ainda mais esta temática.

5.2 CONCLUSÕES

5.2.1 CARGAS DE ROTURA EXPERIMENTAIS

O modelo C-50, utilizado como modelo de referência, atingiu a rotura por punçoamento no segundo ciclo de carregamento do patamar de *drift* de 1.0%, tendo-se registado uma força horizontal de 36.96 kN e um deslocamento de topo de 21.46 mm na rotura. O modelo A atingiu a rotura por punçoamento ao atingir-se um *drift* de 3.0% (deslocamento horizontal máximo de 60.07 mm). No entanto, a carga horizontal máxima, no valor de 49.56 kN (acrécimo de 30% face ao modelo de referência), foi atingida quando se registou um deslocamento horizontal de topo igual a 40.44 mm. O modelo B atingiu a rotura por punçoamento no segundo ciclo de carregamento do patamar de *drift* de 3.0% (deslocamento horizontal máximo de 60.36 mm). Ainda assim, a força horizontal máxima de 52.00 kN (acrécimo de 31% face ao modelo de referência) foi atingida quando se registou um deslocamento horizontal de 50.14 mm.

Embora tanto os deslocamentos horizontais máximos como as cargas de rotura sejam semelhantes nos modelos A e B, o deslocamento de topo correspondente à carga de rotura do

modelo B é 21% superior ao do modelo A. Como tal, é possível afirmar que a diferença entre as quantidades de armadura específica presente em cada um destes modelos apenas resulta num acréscimo da ductilidade, sendo que a carga horizontal máxima mantém-se praticamente inalterada. Ambos os modelos A e B cumpriram os requisitos de deformabilidade indicados pelo SEI/ASCE 7-10, embora o mesmo não tenha acontecido para o modelo de referência. Isto indica que só as lajes fungiformes com armadura específica conseguem apresentar níveis de ductilidade adequados a casos de solicitação por forças horizontais cíclicas (tais como as causados por sismos), mesmo que a quantidade de armadura específica instalada seja muito diminuta. Como tal, conclui-se assim que as normas utilizadas no dimensionamento de lajes fungiformes ao punçoamento deveriam estabelecer como obrigatória a inclusão de uma quantidade mínima de armadura, quer esta fosse necessária ou não para efeitos de verificação da segurança da ligação laje-pilar.

5.2.2 SUPERFÍCIE DE CORTE E MODO DE ROTURA

A superfície de corte do modelo A não atravessa qualquer camada de armadura específica, o que se traduz numa rotura por delaminação do recobrimento da face inferior. A superfície de corte do modelo B, à semelhança do modelo A, também não atravessa nenhuma das camadas de estribos e portanto também apresenta uma rotura por delaminação do recobrimento da face inferior do modelo. Este tipo de rotura poderia ser evitado através da utilização de um tipo de armadura específica com maior capacidade amarração que o estribo ou até mesmo pela adição de uma ou mais camadas de estribos em relação às já existentes. Estes resultados sugerem que existe a possibilidade das regras de pormenorização da armadura de punçoamento exigidas pelo EC2 serem desadequadas a situações em que as lajes fungiformes são sujeitas a acções cíclicas. A falta de amarração característica da armadura específica utilizada pode constituir a razão pela qual os modelos A e B apresentam valores muito semelhantes de carga e deslocamento horizontal na rotura, ainda que tenham diferentes quantidades de armadura específica. Isto indica que a falta de amarração manifesta-se num patamar de carga/*drift* (no qual ocorre a rotura nos dois modelos) que é independente da quantidade de armadura instalada e que marca o ponto a partir do qual esta deixa de ser eficiente. De qualquer forma, seriam necessários ensaios adicionais para se poder estudar com exactidão a adequabilidade das regras de pormenorização da armadura específica presentes no EC2 e até mesmo a adequabilidade da utilização de estribos como armadura específica em lajes sujeitas a acções sísmicas.

Quanto à inclinação das superfícies de corte, verifica-se que o modelo A apresenta superfícies ligeiramente mais inclinadas que o modelo B. Como esperado, o modelo C-50 é modelo que apresenta as superfícies de corte mais inclinadas, o que é característico em lajes fungiformes sem armadura específica.

5.2.3 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO

Os diagramas histeréticos obtidos através da realização dos ensaios e os vários coeficientes calculados a partir destes indicam que o modelo B foi o modelo que apresentou o comportamento mais dúctil, conseguindo dissipar uma maior quantidade de energia. O modelo A apresentou um comportamento muito semelhante ao modelo B, ainda que o patamar observado antes da rotura seja menos pronunciado que no modelo B. O modelo C-50, por outro lado, foi o modelo que menos energia conseguiu dissipar, tendo apresentado um comportamento frágil (visto que o seu diagrama histerético não apresenta sequer o mesmo patamar identificável nos diagramas do modelo A e B anteriormente à rotura). De modo geral, todos os modelos evidenciaram um comportamento elástico não-linear que é comprovado pela baixa capacidade de dissipar energia. Tanto os valores das cargas horizontais registadas dos vários ciclos de carregamento como os parâmetros calculados a partir dos diagramas histeréticos indicam que ocorre muito mais perda de capacidade resistente na transição entre ciclos pertencentes a patamares de *drifts* diferentes do que na transição entre ciclos de um mesmo *drift*, sendo portanto o aumento do momento flector actuante o factor que mais contribui para a danificação da ligação laje-pilar.

5.2.4 EXTENSÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

Os resultados relativos às extensões nos varões da armadura longitudinal superior permitem concluir que maiores patamares de *drift* são sinónimo de extensões mais elevadas (devido ao aumento do momento flector transmitido ao modelo). O carácter cíclico do carregamento pode ser identificado através da alternância dos valores das extensões ao longo do ensaio à medida que o sentido do deslocamento imposto é alterado, chegando-se mesmo a verificar extensões negativas, ou seja, compressão em alguns varões. Também foi possível identificar que os varões mais próximos do pilar apresentam maiores extensões que os varões mais afastados e, como tal, são geralmente os primeiros a atingir a cedência. Este padrão sugere que o acréscimo de momento flector transmitido à laje é absorvido numa vizinhança muito próxima do pilar.

5.2.5 EXTENSÕES NA ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

As extensões registadas na armadura específica dos modelos A e B permitiram observar que, no geral, os ramos pertencentes a estribos atravessados por fendas de corte secundárias evidenciaram maiores extensões que os restantes ramos instrumentados.

Também foi observada uma alternância no valor das extensões nas metades Norte e Sul do pilar. Esta alternância foi causada pelas sucessivas mudanças de direcção da força horizontal aplicada. Foi adicionalmente identificada uma espécie de simetria em relação ao pilar no que toca à localização dos ramos que entram em cedência num mesmo patamar de

drift. Por fim, foi uma vez mais verificado o facto do estribo fechado ser um tipo de armadura específica pouco eficiente, visto que se atingiu a rotura por punçoamento antes de se ter atingido a cedência do aço numa parte considerável dos ramos instrumentados (o que significa que este tipo de armadura não consegue desenvolver grande parte da potencialidade do material que a constitui).

5.2.6 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A obtenção destes resultados permitiu concluir que a degradação da integridade da ligação laje-pilar causada pela transferência de momento flector à laje provoca o aumento dos deslocamentos verticais em relação aos causados pela aplicação da carga gravítica. É possível constatar que o aumento dos deslocamentos verticais ao longo dos modelos é mais significativo na transição entre patamares de *drift* diferentes do que na transição entre ciclos do mesmo *drift*. A evolução dos deslocamentos verticais é muito semelhante de modelo para modelo, sendo que os valores registados num determinado patamar de *drift* são praticamente idênticos entre modelos. É importante salientar que a igualdade de deslocamentos verticais nos bordos Sul e Norte verificada ao longo dos ensaios indica que o sistema de ensaio é eficiente na medida em que esta condição de fronteira é cumprida.

5.2.7 CARGAS DE ROTURA SEGUNDO AS NORMAS

Tendo em conta os valores calculados de acordo com as várias normas abordadas, é possível afirmar que o EC2 é a norma que melhor consegue estimar o valor da resistência pois assume os valores mais próximos dos obtidos experimentalmente. Todos os regulamentos abordados mostram-se conservativos mas pouco exactos no cálculo da resistência ao punçoamento em lajes fungiformes sujeitas a acções horizontais cíclicas. Ainda assim, todos os regulamentos conseguiram prever o modo de rotura de todos os modelos (à excepção do ACI318M-11 no caso do modelo A).

5.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São agora apresentados alguns caminhos de investigação que poderão ser seguidos no futuro com o objectivo de se estudar e compreender melhor o efeito da inclusão de armaduras específicas no comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes. Alguns dos aspectos que deveriam ser desenvolvidos são:

- O efeito da pormenorização da armadura de punçoamento na resistência ao punçoamento, no acréscimo de ductilidade e no modo de rotura (aumentando-se o número de camadas de armadura em torno do pilar);
- O efeito do tipo de armadura de punçoamento utilizada, utilizando-se outros tipos de armadura específica pré ou pós instalada que possuam melhor capacidade de amarração que o estribo fechado;
- O efeito do tipo de aplicação da carga horizontal, fazendo-se a comparação entre a aplicação desta carga de modo cíclico ou monotónico;
- Adaptação deste estudo ao caso de lajes fungiformes aligeiradas;
- O efeito da localização do pilar em planta, investigando-se a diferença de comportamento verificado entre pilares centrais, de bordo e de canto.
- O efeito da quantidade de armadura longitudinal, visto que neste trabalho utilizou-se sempre a mesma quantidade;
- Desenvolvimento de estudos analíticos e numéricos que permitam estudar o comportamento de lajes fungiformes com armadura específica sujeitas a acções cíclicas.

BIBLIOGRAFIA

1. **Draffin, J.** *A brief history of lime, cement, concrete and reinforced concrete*. Nº27. University of Illinois : University of Illinois Bulletin, 1943. Vol. 40.
2. **M. Sozen, C. Seiss.** *Investigation of multiple-panel reinforced concrete floor slabs*. s.l. : J. Am. Cancr. Inst., 1963. 999-1025.
3. **Condit, C.** *American Building*. Chicago : The University of Chicago Press, 1968.
4. **A. Muttoni, M. Ruiz.** *MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions*. Lausanne : École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
5. **Elliott, Meghan.** *Square Buildings and Round Bars: C.A.P. Turner and the Minneapolis Warehouse District*. s.l. : Construction History Society of America, 2010. Vol. 13.
8. **Talbot, A.** *Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings*. s.l. : University of Illinois Bulletin, 1913. Vol. X. Bulletin Nº67.
15. **Menetrey, P.** *Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures*. Génie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausanne : s.n., 1994. Tese de Doutoramento.
16. **Mamede, N.** *Estudo Paramétrico do Punçoamento de Lajes Fungiformes através de Análise Numérica*. FCT-UNL. 2011. pp. 9-10, Tese de Mestrado.
17. **M. Al-Nasra, I. Duweib, A. Najmi.** *The Use of Pyramid Swimmer Bars as Punching Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Flat Slabs*. s.l. : Journal of Civil Engineering Research, 2013. pp. 75-80. Vol. 3.
18. **A. Ramos, V. Lúcio.** *Estruturas de Betão Armado II*. FCT-UNL. s.l. : Apontamentos da unidade curricular de Estruturas de Betão Armado II (FCT-UNL), 2006.
19. **Costa, António.** *Estruturas de Betão II - Folhas de Apoio às Aulas*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, IST. 2013/2014.
20. **Terras, R.** *Efeito de Cargas Concentradas em Lajes de Betão Armado sem Armaduras Transversais*. IST. 2013. Tese de Mestrado.
21. **318, ACI Committee.** *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11)*. s.l. : American Concrete Institute, 2011.
22. **NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios**. s.l. : Instituto Português da Qualidade, 2010.
23. **M. Ruiz, A. Muttoni.** *Performance and Design of Punching Shear Reinforced Systems*. s.l. : 3rd fib International Congress, 2010.

24. **Regan, P.** *Behaviour of reinforced concrete flat slabs*. s.l. : CIRIA, 1981. Repot 89.
25. **L. Cassolino, A. Pereira.** *Amortecimento: classificação e métodos de determinação*. São Carlos, Brasil : ATPC Engenharia Física, 2010. Infomativo Técnico-Científico ITC04.
26. **Sampayo, J.** *Comportamento Sísmico de Pontes Com Pilares de Alturas Diferentes*. IST. 2013. Tese de Mestrado.
27. **Y. Hose, F. Seible.** *Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads*. Department of Structural Engineering, University of California. San Diego : PEER, 1999.
28. **Marreiros, R.** *Precast Concrete Wall-foundation Connection - Development of a seismic dissipative connection*. FCT-UNL. 2014. Tese de Doutoramento.
29. **Bu, W.** *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading*. University of Waterloo. Waterloo, Canada : s.n., 2008. Tese de Doutoramento.
30. **Pan, A. and Moehle, J.** *Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates*. s.l. : ACI Structural Journal, 1989. pp. 250-258. Vol. 86. No. 3.
31. **CEB/fib Task Group.** *Punching of structural concrete slabs*. s.l. : CEB/fib, 2001. Technical report. Bulletin 12.
32. **ACI Committee 318.** *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11)*. s.l. : American Concrete Institute, 2011.
35. **M. Al-Nasra, I. Duweib, A. Najmi.** The Use of Pyramid Swimmer Bars as Punching Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Flat Slabs. s.l. : Journal of Civil Engineering Research, 2013, pp. 75-80.
36. **Halfen.** *Halfen HDB Shear Rail - punching shear reinforcement and shear reinforcement*. s.l. : Halfen. Technical product information.
37. **A. Pan, J. Moehle.** *An Experimental Study of Slab-Column Connections*. s.l. : ACI Structural Journal, 1992. Vol. 89. No. 6.
38. **I. Robertson, T. Kawai, J. Lee, B. Enemoto.** *Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement*. s.l. : ACI Structural Journal, 2002. Vol. 99. 5.
39. —. *Seismic Performance of Flat-slab Shear Reinforcement*. s.l. : 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
40. **Stark, A., Binici, B. and Bayrak, O.** *Seismic upgrade of slab-column connections using carbon fiber reinforcement*. Vancouver, B.C., Canada : 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004. 102.

41. **Stark, A.** *Seismic Upgrade of Flat-Plate Slab-Column Connections using Carbon Fiber Reinforced Polymer Stirrups*. University of Texas at Austin. Austin : s.n., 2003. Tese de mestrado.
42. **Bu, W.** *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading*. University of Waterloo. Waterloo, Ontário : s.n., 2008. Tese de Doutoramento.
43. **A. Vaz, R. Gomes, L. Shehata.** *Study on Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Flat Slabs*. s.l. : IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL, 2009. pp. 1-24. Vol. 2. 1.
44. **H. Park, Y. Kim, J. Song, S. Kang.** *Lattice Shear Reinforcement for Enhancement of Slab-Column Connections*. s.l. : ASCE Journal of Structural Engineering, 2012. Vol. 138. 3.
45. **A. Almeida, M. Inácio, V. Lúcio, A. Ramos.** *Punçoamento em lajes fungiformes sujeitas a acções cíclicas horizontais - estudo experimental*. s.l. : 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2014.
46. **Fédération Internationale du Béton (fib).** *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. s.l. : CEB/FIP, 2011.
47. **A. Muttoni, M. Ruiz.** *Shear strength of Members without Transverse Reinforcement as a Function of Critical Shear Crack Width*. s.l. : ACI Structural Journal, 2008. Vol. 105. No. 2.
48. **ASCE.** *SEI/ASCE 7-10 Standard - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. s.l. : ASCE, 2010.
49. **Almeida, André and Inácio, Micael.** *Punçoamento de Lajes Fungiformes Sujeitas a Acções Cíclicas*. s.l. : FLAT - Comportamento de Lajes Fungiformes Sujeitas a Acções Cíclicas e Sísmicas, 2014.
50. **IPQ.** *NP EN 12390-1 - Ensaios do betão endurecido - forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes*. Lisboa : s.n., 2003.
51. —. *NP EN 12390-2 - Ensaios do betão endurecido - Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica*. Lisboa : s.n., 2003.
52. —. *NP EN 12390-3 - Ensaios do betão endurecido - Resistência à compressão dos provetes de ensaio*. Lisboa : s.n., 2003.
53. —. *NP EN 12390-6 - Ensaios do betão endurecido - Resistência à tracção por compressão*. Lisboa : s.n., 2003.
54. —. *NP EN 10002-1 - Materiais metálicos. Ensaio à tracção - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. Lisboa : s.n., 2006.

PÁGINAS WEB

6. Robert Maillart. *Wikipedia*. [Online] [Cited: Março 16, 2015.] http://pl.wikipedia.org/wiki/Robert_Maillart#/media/File:Robert_Maillart_01_11.jpg.
7. Robert Maillart. *Wikipedia*. [Online] [Cited: Março 16, 2015.] http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/c/c4/Lagerhaus_Giesshuebel_09_11.jpg/1280px.
9. Sampoong Department Store collapse. *Wikipedia*. [Online] [Cited: Março 17, 2015.] http://en.wikipedia.org/wiki/Sampoong_Department_Store_collapse.
10. *NationalGeographic.com*. [Online] [Cited: Março 17, 2015.] http://911research.wtc7.net/cache/wtc/analysis/compare/ngexplorer_collapse.html.
11. *TheAtlantic.com*. [Online] [Cited: Março 17, 2015.] <http://www.theatlantic.com/photo/2014/01/the-northridge-earthquake-20-years-ago-today/100664/#img07>.
12. *TheAtlantic.com*. [Online] [Cited: Março 17, 2015.] <http://www.theatlantic.com/photo/2014/01/the-northridge-earthquake-20-years-ago-today/100664/#img07>.
13. *Haiti Earthquake Clearinghouse*. [Online] [Cited: Março 16, 2015.] http://eqclearinghouse.org/co/20100112-haiti/wp-content/uploads/2010/01/DSC_0084_resize_21-150x150.jpg.
14. *Reid Our Blog*. [Online] [Cited: Março 16, 2015.] <https://reidmiddleton.wordpress.com/2011/03/14/5/>.
33. The ROM shear ladder system. *ROM*. [Online] [Cited: Abril 20, 2015.] http://www.rom.co.uk/images/products/shearladder_dia-3.jpg.
34. The ROM shear ladder system. *ROM*. [Online] [Cited: Abril 20, 2015.] <http://www.rom.co.uk/images/products/shearladder-3.jpg>.